NORMA COVENIN MINDUR 1618-82

ESTRUCTURAS DE ACERO PARA EDIFICACIONES. PROYECTO, FABRICACIÓN Y CONSTRUCCIÓN

La Norma Covenin-Mindur 1618-82 constituyó la primera Norma venezolana para el diseño de elementos de acero. La nueva Norma enfatiza el diseño plástico, mientras que ésta abarca primordialmente el diseño elástico. Es entendido que cuando se menciona otra Norma, se refiere a la edición vigente para entonces.

Digitalización hecha por Antolín Martínez A., CIV 25.082, Pto. Ordaz – marzo 2011.

Digitalización: b/n 300ppp páginas con texto; color 300ppp páginas a color.



REPUBLICA DE VENEZUELA

MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
DIRECCION GENERAL SECTORIAL DE EQUIPAMIENTO URBANO

C.D.U.
624 . 014
2 . 03

COVENIN
MINDUR
1618-82

NORMA VENEZOLANA

ESTRUCTURAS DE ACERO PARA EDIFICACIONES. PROYECTO, FABRICACION Y CONSTRUCCION



MINISTERIO DE FOMENTO
COMISION VENEZOLANA DE NORMAS INDUSTRIALES

AV. ANDRES BELLO. TORRE FONDO COMUN. PISO 11.
CARACAS - VENEZUELA



REPUBLICA DE VENEZUELA

MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
DIRECCION GENERAL SECTORIAL DE EQUIPAMIENTO URBANO

C.D.U.
624 . 014
2 . 03

COVENIN
MINDUR
1618-82

NORMA VENEZOLANA

ESTRUCTURAS DE ACERO PARA EDIFICACIONES. PROYECTO, FABRICACION Y CONSTRUCCION

ANTOLIN MARTINEZ A.
Ing. Civil - C. I. V. 25.082



MINISTERIO DE FOMENTO
COMISION VENEZOLANA DE NORMAS INDUSTRIALES

AV. ANDRES BELLO. TORRE FONDO COMUN. PISO 11.
CARACAS - VENEZUELA

INTRODUCCIÓN

La Comisión de Normas para Estructuras de Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano presenta las "Normas para el Proyecto, Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero para Edificaciones" como una versión en español fiel, autorizada y adaptada a nuestro ámbito de las Normas "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings", del Instituto Americano de la Construcción de Acero AISC 1975. Estas comprenden las Normas AISC adoptadas el 12 de febrero de 1969 más sus tres suplementos: el N° 1 del 1 de noviembre de 1970, el N° 2 del 8 de diciembre de 1971 y el N° 3 del 12 de junio de 1974, revisado el 30 de octubre de 1975.

Estas prestigiosas Normas, las cuales resumen la experiencia de muchos años de exitosas prácticas en el taller y en la obra, han tenido ediciones previas en 1923, 1949 y 1961, así como una posterior en noviembre de 1978, que contiene muy pocas variaciones respecto a las aquí presentadas, y se publicaron cuando ya este Articulado había sido concluido. Las Normas AISC 1975 fueron elaboradas por una comisión de 36 especialistas, y divididas en dos partes, dedicándose 26 secciones al diseño elástico y 10 al plástico.

En esta versión, las Generalidades se agrupan en los seis Capítulos de la Parte 1, dieciocho Capítulos constituyen la Parte 2 dedicada al Diseño Elástico, y un solo Capítulo trata la Parte 3 del Diseño Plástico. Salvo esta reorganización del Articulado, cuya equivalencia se precisa en el Comentario, las modificaciones son insignificantes, destacándose entre otras: la agrupación en el Capítulo 14 de los Artículos correspondientes al control de las condiciones de servicio; el empleo sistemático de una notación internacional acorde con las otras normas del Ministerio; la inclusión de un extenso y estudiado vocabulario con sus definiciones en un Apéndice E, así como de un imprescindible Indice Analítico, junto a la incorporación de más figuras y referencias en el Comentario, con todo lo cual se cree haber contribuido a facilitar su interpretación y uso, tanto conceptual como práctico.

Se espera así salvar un importante vacío de nuestra ingeniería estructural, abierto desde la aparición en 1955 de las últimas normas para el

Cálculo de Estructuras Metálicas del entonces Ministerio de Obras Públicas, aportando uno de sus principales reglamentos a la creciente industria de la construcción metálica nacional.

Caracas, 17 de noviembre de 1980.

Por la Comisión de Normas: Nicolás Colmenares, Presidente.
Henrique Arnal
Arnim De Fries
José A. Delgado Ch.
Salomón Epelboim
José Grases
César Hernández
Carmen Lobo de Silva
Joaquín Marín

Texto y adaptación: Profesores Ingenieros Joaquín Marín y José M. Velásquez, de la Universidad Central de Venezuela.

Asesoramiento y revisión: Profesores Ingenieros Antonio Güell, de la Universidad Central de Venezuela, y Oscar De Buen Heredia, de la Universidad Nacional Autónoma de Méjico.

PROLOGO

De acuerdo a lo establecido en la Ley sobre Normas Técnicas y Control de Calidad en su Artículo 15 y dado el convenio firmado entre el Ministerio de Fomento, el Ministerio de Desarrollo Urbano, la Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN) y el Fondo para la Normalización y Certificación de Calidad, FONDONORMA, el 4 de marzo de 1980, en el cual se establece que la elaboración de normas se hará en base a un procedimiento único y bajo la coordinación del Ministerio de Fomento.

La Comisión Venezolana de Normas Industriales, COVENIN, en su reunión 4(82)53, del 10-8-82 aprobó la presente norma, una vez concluida su etapa provisional por período de un año incluidas las observaciones que se generaron en este período. Esta norma fue elaborada por la Comisión de Normas de Estructuras para Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano.

COMENTARIO

ANTOLIN MARTINEZ A.
Ing. Civil - C. I. V. 25.082

ÍNDICE DEL COMENTARIO

ÍNDICE (Continuación) pág.

PARTE 1 GENERALIDADES

CAPITULO C-1 VALIDEZ Y ALCANCE

En este Comentario se encuentran razones, explicaciones adicionales y gráficas que complementan el Articulado para así ayudar a la cabal interpretación y uso más eficiente de estas Normas.

Estas Normas están basadas completamente en las prestigiosas AISC "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings", del Instituto Americano de la Construcción de Acero, con ligeras modificaciones respecto a su versión de 1975. Entre éstas se destacan: la reorganización de sus Partes, véase C-1.5; la agrupación en el Capítulo 14 de las condiciones de servicio; el empleo sistemático de una notación acorde con las otras normas del Ministerio del Desarrollo Urbano; la inclusión de un vocabulario con 108 definiciones en un Apéndice E, así como de un Índice Analítico de más de 400 entradas y la incorporación de numerosas figuras y referencias adicionales.

C-1.2 Para el proyecto de los miembros estructurales de acero formados en frío, constituídos por perfiles de esquinas redondeadas y elementos planos esbeltos, se recomienda utilizar las normas de la Ref. 1.15.

C-1.4 En la bibliografía recomendada al final del Artículo siguiente se puede encontrar abundante información útil para otros tipos de estructuras.

C-1.5 Los Capítulos de estas Normas están agrupados en tres Partes. Los seis primeros constituyen la Parte 1, la cual comprende las Generalidades. Los siguientes 18 Capítulos tratan el Diseño mediante tensiones admisibles, y forman la Parte 2. La Parte 3, dedicada al Diseño Plástico, está contenida en el Capítulo 25. A estas tres Partes le siguen cinco Apéndices. La correspondencia con las Secciones de las Normas AISC se indica al principio de cada Capítulo de este Comentario.

BIBLIOGRAFÍA

A continuación se anexan las referencias generales, adicionales a las especializadas que se citan al final de cada Capítulo, que se ha creído conveniente recomendar a título de orientación para los ingenieros que se inician en el diseño de estructuras metálicas.

a) NORMAS Y MANUALES

1.1 - American Association of State Highway and Transportation Officials. "Standard Specifications for Highway Bridges". 12a. ed., AASHTO, Washington D.C., 1977, 496 págs.

1.2 - American Institute of Steel Construction. "Standard Specifications for Structural Steel for Buildings". AISC, Junio 1923, 15 págs.

1.3 - American Institute of Steel Construction. "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings (Riveted, Bolted and Arc-Welded Construction)". AISC, Junio 1949, 31 págs.

1.4 - American Institute of Steel Construction. "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings". AISC, Noviembre 1961, 95 págs.

1.5 - American Institute of Steel Construction. "Commentary on the Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings". AISC, Noviembre 1961, 39 págs.

1.6 - American Institute of Steel Construction. "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings". AISC, Febrero 1969, 117 págs.

1.7 - American Institute of Steel Construction. "Commentary on the Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings". AISC, Febrero 1969, 46 págs.

1.8 - American Institute of Steel Construction. "Manual of Steel Construction". 7a ed., AISC, 1974, 1012 págs.

1.9 - American Institute of Steel Construction. "Structural Steel Detailing, 2nd Edition, (1971)". AISC, 1971, 406 págs.

1.10 - American Institute of Steel Construction. "Quality Criteria and Inspection Standards". S323, AISC, 1971, 48 págs.

1.11 - American Institute of Steel Construction - Steel Structures Painting Council. "A Guide to the Shop Painting of Structural Steel". S324, AISC, 1972, 16 págs.

1.12 - American Institute of Steel Construction. "Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges". S302, AISC, 1976, 32 págs.

1.13 - American Iron and Steel Institute. "Fire Resistant Steel Frame Construction". 2a ed., AISI, 1974, 61 págs.

1.14 - American Iron and Steel Institute - Committee of Steel Pipe Producers. "Design Manual for Structural Tubing". AISI, 1974, 111 págs.

1.15 - American Iron and Steel Institute. "Cold-Formed Steel Design Manual". AISI, 1977, 203 págs.

1.16 - American Iron and Steel Institute. "Designing Fire Protection for Steel Columns". AISI, 1978, 16 págs.

1.17 - American Iron and Steel Institute. "Proposed Criteria for Load and Resistance Factor Design of Steel Building Structures". AISI, Bulletin N° 27, Enero 1978, 121 págs.

1.18 - American National Standards Institute. "Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures". ANSI. A58.1-1972, New York, Julio 1972, 60 págs.

1.19 - American Railway Engineering Association. "Manual for Railway Engineering". AREA, 1975. Capítulo 15, "Steel Structures".

1.20 - American Welding Society. "Reinforcing Steel Welding Code". AWS D12.1-75, Miami, 1975, 34 págs.

1.21 - American Welding Society. "Welding Terms and Definitions". AWS A3.0-76, Miami, 1976, 80 págs.

1.22 - American Welding Society. "Commentary on Structural Welding Code". AWS D1.2-77, Miami, 1977, 45 págs.

1.23 - American Welding Society. "Structural Welding Code - Steel". AWS D1.1-79, Miami, 1979, 223 págs.

1.24 - American Welding Society. "Symbols for Welding and Nondestructive Testing". AWS A2.4-79, Miami, 76 págs.

1.25 - Canadian Standards Association. "Steel Structures for Buildings - Limit States Design". CSA Standard S16.1-1974, Rexdale, Ontario, 1974, 105 págs.

1.26 - Canadian Institute of Steel Construction. "CISC Commentary on CSA Standard S16.1-1974". CISC, Willowdale, Ontario, 1977, 85 págs.

1.27 - Canadian Institute of Steel Construction. "Limit States Design Steel Manual". CISC, Willowdale, Ontario, 1977, 600 págs.

1.28 - Canadian Institute of Steel Construction. "Fundamentals of Structural Shop Drafting". 2a ed., CISC, Ontario, 1978, 244 págs.

1.29 - Comisión Federal de Electricidad. "Manual de Diseño de Obras Civiles - Sección I - Estructuras de Acero". Instituto de Investigaciones de la Industria Eléctrica, Méjico, 1969, 202 págs.

1.30 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Sistema Internacional de Unidades SI". COVENIN 288-65, 1965, 10 págs.

1.31 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Soldaduras y Corte. Definiciones". COVENIN 799-R, 1965, 7 págs.

1.32 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Planchas Delgadas de Acero al Carbono Laminadas en Frío. Espesores y Tolerancias Dimensionales y de Forma". COVENIN 853-76, 1976, 16 págs.

1.33 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Planchas Delgadas de Acero al Carbono Laminadas en Caliente. Espesores y Tolerancias Dimensionales y de Forma". COVENIN 854-76, 1976, 13 págs.

1.34 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Planchas Gruesas de Acero al Carbono Laminadas en Caliente. Espesores y Tolerancias Dimensionales y de Forma". COVENIN 905-76, 1976, 15 págs.

1.35 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Productos Laminados Planos de Acero al Carbono. Terminología". COVENIN 913-76, 1976, 4 págs.

1.36 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Perfiles Ángulos de Alas Iguales de Acero, Laminados en Caliente". COVENIN 1036-78, 1978, 7 págs.

1.37 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Perfiles Canales (U) de Acero, Laminados en Caliente". COVENIN 1037-78, 1978, 9 págs.

1.38 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Perfiles Soldados Estructurales de Acero". COVENIN 1147-78, 1978, 7 págs.

1.39 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Perfiles I de Alas Inclinadas de Acero, Laminados en Caliente". COVENIN 1149-78, 1978, 14 págs.

1.40 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Electrodos Revestidos para Soldadura Manual al Arco de los Aceros de Bajo Carbono". COVENIN 7:7-001, 1979, 35 págs.

1.41 - Convention Européenne de la Construction Métallique. "Recommandations pour L'Étude et L'Exécution des Constructions Métalliques". 2 Vols, CECM, París, 1977.

1.42 - Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales. "Normas para la Construcción de Edificios 1945". Ministerio de Obras Públicas, Caracas, 1944, págs. 127-136.

1.43 - Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales. "Normas para el Cálculo de Edificios 1947". Ministerio de Obras Públicas, Caracas 1948, págs. 37-75.

1.44 - Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales. "Normas para el Cálculo de Edificios 1955". Ministerio de Obras Públicas, Caracas, 1959, 382 págs. Parte IV, págs. 211-280.

1.45 - Dirección de Edificios. "Norma Provisional para Construcciones Antisísmicas". Ministerio de Obras Públicas, Caracas, Noviembre 1967, 19 págs.

1.46 - Dirección General de Desarrollo Urbanístico. "Normas para Cargas y Sobrecargas en Edificios". Ministerio de Obras Públicas, Caracas, 1975, 59 págs.

1.47 - Instituto de Ingeniería. "Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras. Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Con Comentarios". Universidad Nacional Autónoma de México, Publicación Nº 400, Julio 1977, 150 págs.

1.48 - Instituto de Ingeniería. "Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Con Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos". Universidad Nacional Autónoma de México, Publicación Nº 402, Julio 1977, 205 págs.

1.49 - Instituto Chileno del Acero. "Manual de Diseño para Estructuras de Acero". 2a ed., ICHA, Santiago de Chile, 1976, 947 págs.

1.50 - Instituto Nacional de Normalización. "Especificaciones para el Cálculo de Estructuras de Acero para Edificios". NCh 427. cR76, Santiago de Chile, 1976, 179 págs.

1.51 - Ministerio de la Vivienda. "Cálculo de las Estructuras de Acero Laminado en Edificación". Norma Básica MV - 103/72, Madrid, 1972, 103 págs.

1.52 - Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, Nº 118, 3a Época, México D.F., 15 de Abril de 1977, págs. 35-60.

1.53 - "Nuevo Reglamento de Construcciones". Diario Oficial del Departamento del Distrito Federal, México D.F., 14 de Diciembre de 1976, 63 págs.

1.54 - Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints of the Engineering Foundation. "Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts". S314, AISC, Febrero 1976, 21 págs.

1.55 - Siderúrgica del Orinoco C.A. "Manual de Proyecto de Estructuras de Acero". SIDOR, Caracas, 1972, 845 págs.

1.56 - Steel Joist Institute and American Institute of Steel Construction. "Standard Specifications and Load Tables for Open Web Steel Joists. J-Series and H-Series". SJI - AISC, Noviembre 1972, AISC Manual of Steel Construction, 7a ed., 1974, págs. 5-231 a 5-261.

1.57 - Steel Joist Institute and American Institute of Steel Construction. "Standard Specifications and Load Tables for Longspan Steel Joist. LJ-Series and LH-Series - Deep Longspan Steel Joists. DLJ - Series and DLH - Series". SJI - AISC, Noviembre 1972, AISC Manual of Steel Construction, 7a ed., 1974, págs. 5-263 a 5-295.

1.58 - Steel Structures Painting Council. "Steel Structures Painting Manual. Vol. 1. Good Painting Practice". SSPC, Pittsburgh, 1966, 423 págs.

1.59 - Steel Structures Painting Council. "Steel Structures Painting Manual. Vol. 2. Systems and Specifications". SSPC, Pittsburgh, 1973, 351 págs.

1.60 - Steel Structures Painting Council and American Institute of Steel Construction. "A Guide to the Shop Painting of Structural Steel". SSPC - AISC, Junio 1972, AISC Manual of Steel Construction, 7a ed., 1974, págs. 5-299 a 5-318.

b) TEXTOS EN INGLÉS

1.61 - Adams, P.F.; Krentz, H.A. y Kulak, G.L. "Limit States Design in Structural Steel". Canadian Institute of Steel Construction, Ontario, 1977, 325 págs.

1.62 - Bleich, F. "Buckling Strength of Metal Structures". Mc Graw-Hill Book Co., New York, 1952, 508 págs.

1.63 - Blodgett, O. "Design of Weldments". The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, 1963, 460 págs.

1.64 - Blodgett, O. "Design of Welded Structures". The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, 1966, 826 págs.

1.65 - Bresler, B.; Lin, T.Y. y Scalzi, J.B. "Design of Steel Structures". 2a ed., John Wiley and Sons Inc., New York, 1968, 830 págs.

1.66 - Brockenbrough, R.L. y Johnston, B.G. "USS Steel Design Manual". United States Steel Corporation, Pittsburgh, 1974, 260 págs.

1.67 - Chajes, A. "Principles of Structural Stability Theory". Prentice-Hall Inc., New Jersey, 1974, 336 págs.

1.68 - Chen, W.F. y Atsuta, T. "Theory of Beam-Colums. - Vol. 1. In-Plane Behavior and Design". Mc Graw-Hill Book Co., New York, 1976, 513 págs.

1.69 - Chen, W.F. y Atsuta, T. "Theory of Beam-Colums - Vol. 2. Space Behavior and Design". Mc Graw-Hill Book Co., New York, 1976, 732 págs.

1.70 - Column Research Council (Johnston, B.G., Editor). "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members". 2a ed., John Wiley and Sons Inc., New York, 1966, 217 págs.

1.71 - Council on Tall Buildings. Group SB. "Structural Design of Tall Steel Buildings". Volume SB of Monograph on Planning and Design of Tall Buildings, ASCE, New York, 1979, 1057 págs.

1.72 - Crawley, S.W. y Dillon, R.M. "Steel Buildings. Analysis and Design". 2a ed., John Wiley and Sons, New York, 1977, 591 págs.

1.73 - Disque, R.O. "Applied Plastic Design in Steel". Van Nostrand Reinhold Co., New York, 1971, 243 págs.

1.74 - Fisher, J.W. y Struik, J.H. "Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints". John Wiley and Sons, New York, 1974, 314 págs.

1.75 - Gaylord, E.H. y Gaylord, C. N. "Design of Steel Structures" 2a ed., Mc Graw-Hill Kogakusha Ltd., Tokyo, 1972, 663 págs.

1.76 - Galambos, T.V. "Structural Members and Frames". Prentice-Hall Inc., New Jersey, 1968, 373 págs.

1.77 - Johnston, B.G. y Lin, F.J. "Basic Steel Design". Prentice-Hall Inc., New Jersey, 1974, 246 págs.

1.78 - Joint Committee of the Welding Research Council and the American Society of Civil Engineers. "Plastic Design in Steel - A Guide and Commentary". 2a ed., Manuals and Reports on Engineering Practice Nº 41, ASCE, 1971, 336 págs.

1.79 - Kuzmanović, B.O. y Willems, N. "Steel Design for Structural Engineers". Prentice-Hall Inc., New Jersey, 1977, 509 págs.

1.80 - Marcus, S.H. "Basics of Structural Steel Design". Reston Publishing Company Inc., Virginia, 1977, 468 págs.

1.81 - Mc Guire, W. "Steel Structures". Prentice-Hall Inc., New Jersey, 1968, 1112 págs.

1.82 - Rice, P.S. y Hoffman,E. "Structural Design Guide to AISC Specification for Buildings". Van Nostrand Reinhold Co., New York, 1976, 360 págs.

1.83 - Sacks, R.J. "Welding: Principles and Practices". Chas. A. Bennett Co. Inc., Illinois, 1976, 991 págs.

1.84 - Salmon, C. y Johnson, J. "Steel Structures. Design and Behaviour". Intext Educational Publishers, 1971, 945 págs.

1.85 - Structural Stability Research Council (Johnston, B.G., Editor). "Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures". 3a ed., John Wiley and Sons, New York, 1976, 616 págs.

1.86 - Tall, L. (Editor). "Structural Steel Design". 2a ed., The Ronald Press Co., New York, 1974, 875 págs.

1.87 - The Lincoln Electric Company. "The Procedure Handbook of Arc Welding". 12a ed., Cleveland, 1973, 700 págs.

1.88 - Timoshenko, S.P. y Gere, J.M. "Theory of Elastic Stability". 2a ed., Mc Graw-Hill Book Co., Tokyo, 1961, 541 págs.

1.89 - Trahair, N.S. "The Behaviour and Design of Steel Structures". Chapman and Hall, 1977, London, 320 págs.

1.90 - Yu, W-W. "Cold-Formed Steel Structures". Mc Graw-Hill Book Co., 1973, 463 págs.

c) TEXTOS EN ESPAÑOL

1.91 - Argüelles, R. "La Estructura Metálica Hoy". 2a ed., 4 Vols., Librería Técnica Bellisco, Madrid, 1975.

1.92 - Beyer, E. "Estructuras de Acero". Folleto de Estructuras N° 12, Facultad de Ingeniería, UCV., 1978, 342 págs.

1.93 - Bresler, B.; Lin, T.Y. y Scalzi, J.B. "Diseño de Estructuras de Acero". Limusa - Wiley, Méjico, 1970, 926 págs.

1.94 - Daussy, R. "Guía Práctica de la Construcción Metálica". 2a ed., Editorial Blume, Madrid, 1972, 216 págs.

1.95 - De Buen, O. "Estructuras de Acero. Comportamiento y Diseño". Limusa, Méjico, 1980, 673 págs.

1.96 - Garrido, L. "Diseño de Estructuras de Acero". 3a ed., Librería Independencia, Mérida, 1977, 274 págs.

1.97 - Lothers, J. "Diseño de Estructuras Metálicas". Editorial Prentice-Hall Internacional, Madrid, 1973, 560 págs.

1.98 - Pender, J.A. "Soldaduras". Mc Graw-Hill de Méjico S.A., Colombia, 1971, 172 págs.

1. 99 - Zapata, L. F. "Diseño Estructural en Acero". Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 1977, 230 págs.

1.100 - Zignoli, V. "Construcciones Metálicas". 2 Vols., Editorial Dossat S. A., Madrid, 1978, 2073 págs.

d) PUBLICACIONES PERIÓDICAS

1.101 - "Acier - Stahl - Steel". Trimestral, en tres idiomas.
Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier (CBLIA).
rue Montoyer 47,
B-1040 Bruxelles, Bélgica.

1.102 - "Construction Métallique". Trimestral.
Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM),
20, rue Jean-Jaurés,
92807 Puteaux, Francia.

1.103 - "Der Stahlbau". Trimestral.
Gropius Techn. Fachbuchhandlung.
Hohenzollerndamm 170,
1000 Berlín, Alemania Occidental.

1.104 - "Engineering Journal". Trimestral.
American Institute of Steel Construction (AISC).
Wrigley Building, 8th floor,
400 North Michigan Avenue,
Chicago, IL 60611, E. U. A.

1.105 - "Informes de la Construcción". Mensual.
Instituto Eduardo Torroja (IETcc).
Apdo. 19002, Madrid-33, España.

1.106 - "Journal of the Structural Division". Mensual.
American Society of Civil Engineers (ASCE).
345 East 47th Street,
New York, NY 10017, E. U. A.

1.107 - "L'Acier pour Construire". Trimestral.
Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier (OTUA).
5 bis, rue de Madrid,
75008 París, Francia.

CAPITULO C-2 NOTACION Y UNIDADES

C-2.1 GENERALIDADES

Este Capítulo no tiene correspondiente en las Normas AISC 1975.

Se ha tratado de mantener la notación de las normas AISC excep to cuando colide con las recomendaciones internacionales ACI-CEB-FIP 1970, adoptadas por la Comisión de Normas para Estructuras de Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano en 1976 para todas sus normas. Consecuentemente, por ejemplo, todas las variables adimensionales se representan sis temáticamente mediante letras griegas minúsculas, Ref. 2.1. La notación original entre paréntesis al final de cada definición permite establecer la equivalencia precisa. Por otra parte, su significado se complementa con el vocabulario del Apéndice E (Nomenclatura y Definiciones).

Respecto a las unidades, la Comisión de Normas para Estructuras de Edificaciones decidió en 1976 seguir utilizando el sistema técnico Metro - Kilogramo fuerza - Segundo y no adoptar aún el Sistema Internacional SI Metro - Kilogramo masa - Segundo, en donde la unidad de fuerza es el Newton (N) y la de presión el Pascal (Pa), igual a un Newton sobre metro cuadrado (N/m^2), véase las Refs. 2.2 y 2.3. La conversión al sistema internacional se efectúa mediante las siguientes equivalencias:

$$1000 \text{ kgf} = 9807 \text{ N} \approx 0.01 \text{ MN (Meganewton)};$$

$$1 \text{ kgf/cm}^2 = 0.09807 \text{ MPa} \approx 0.1 \text{ MPa (Megapascal)}.$$

El sistema de unidades inglés, solamente utilizado en los Estados Unidos, se mantiene paralelamente y se coloca entre paréntesis.

En la precisión de las conversiones numéricas se ha tratado de guardar el mismo número de cifras significativas, como máximo tres, del ori ginal. No obstante, para el Módulo de Elasticidad del acero se ha tomado

el valor generalizado en Europa de 2.1×10^6 kgf/cm², tradicionalmente adoptado por la Comisión de Normas, en lugar de la "traducción" 2.04×10^6 kgf/cm² (29×10^6 lb/plg²).

C-2.2 NOTACIÓN

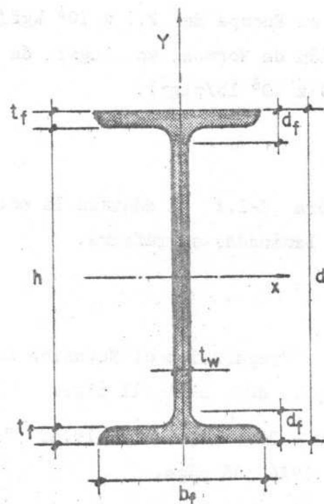
En la Figura C-2.1 se destaca la notación de estas Normas en lo que a secciones laminadas se refiere.

REFERENCIAS

2.1 - Comité ACI 104. "Preparation of Notation for Concrete (ACI 104-71)". ACI Standard. ACI, 1971, 11 págs.

2.2 - Norma ASTM E 380 - 76. ANS Z210.1-1976. "Standard for Metric Practice". ASTM, 1976, 38 págs.

2.3 - Norma COVENIN 288. "Sistema Internacional de Unidades SI". 1965, 10 págs.



b_f = ANCHO DEL ALA

d = ALTURA TOTAL DE LA SECCION

d_f = DISTANCIA DESDE EL BORDE EXTERIOR DEL ALA AL FILETE DEL ALMA

h = DISTANCIA LIBRE ENTRE LAS ALAS

t_f = ESPESOR DEL ALA

t_w = ESPESOR DEL ALMA

x = EJE DE MAYOR MOMENTO DE INERCIA

y = EJE DE MENOR MOMENTO DE INERCIA

FIGURA C-2.1. NOTACION PARA LAS SECCIONES LAMINADAS

CAPITULO C-3 PLANOS Y DIBUJOS

El Capítulo 3 del Articulado corresponde completamente a la Sección 1.1 de las Normas AISC 1975, excepto que se ha añadido el Artículo 3.3 y todo el Comentario, el cual no aparece en dichas Normas.

En los proyectos de estructuras de acero se distinguen fundamentalmente tres tipos de planos: planos de proyecto, planos de taller y planos de construcción.

Los planos de proyecto muestran el resultado final del diseño ejecutado por el ingeniero proyectista e incluyen, entre otros detalles: las secciones, las dimensiones y la situación relativa de todos los miembros de la estructura; el tipo de estructuración empleado; las fuerzas a ser resistidas por los miembros y sus conexiones, cuando así lo requiera la preparación de los planos de taller; el tipo o los tipos de acero y dónde van a ser utilizados, etc. Estos planos deben proveer la información más detallada posible para una preparación adecuada de los planos de taller.

Los planos de taller se preparan en base a la información suministrada por los planos de proyecto, y tienen como finalidad señalar los detalles necesarios para proceder a la fabricación de las partes componentes que integran la estructura. El objetivo fundamental de estos planos es mostrar la localización, el tipo y las dimensiones de todos los conectores y soldaduras, indicando los que serán ejecutados en el taller y en la obra.

Adicionalmente se necesitan los planos de construcción, razón por la cual se ha añadido el Artículo 3.3, para facilitar las operaciones de montaje de los miembros y posteriormente el proceso de revisión e inspección. En los planos de construcción deben indicarse las marcas de identificación de todas las piezas que componen la estructura, así como los conectores y soldaduras que serán ejecutados en la obra.

En los Capítulos 3 y 4 de las normas COVENÍN-MINDUR 1755, Ref. 3.1, están las disposiciones específicas a cumplir, y en las 3.2 a 3.5 puede encontrarse una información completa sobre todos los aspectos referentes a planos, dibujos y soldaduras.

REFERENCIAS

3.1 - Comisión Venezolana de Normas Industriales - Ministerio del Desarrollo Urbano. "Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero". COVENÍN-MINDUR 1755, 1982, 99 págs.

3.2 - American Institute of Steel Construction. "Structural Steel Detailing, 2nd Edition, (1971)". AISC, New York, 1971, 406 págs.

3.3 - American Welding Society. "Symbols for Welding and Nondestructive Testing". AWS A2.4-79, AWS, Miami, 1979, 76 págs.

3.4 - Canadian Institute of Steel Construction. "Fundamentals of Structural Shop Drafting". 2nd Edition. CISC, Willowdale, Ontario, 1978, 244 págs.

3.5 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Símbolos de Soldadura". COVENÍN 785, 1977.

CAPITULO C-4 TIPOS DE CONSTRUCCION

El Capítulo 4 corresponde esencialmente a la Sección 1.2 de las Normas AISC 1975, excepto que se ha dividido en cuatro Artículos para una mejor claridad de exposición y se ha ampliado su Comentario.

A fin de que puedan ser dadas las instrucciones adecuadas al personal del taller y al de la construcción, las hipótesis básicas que sustentan el diseño deben ser entendidas inequívocamente por todos los técnicos y profesionales involucrados. Esas hipótesis se clasifican en estas Normas de acuerdo a tres tipos de construcción diferentes y generalmente reconocidos en la práctica.

En la Tabla C-4.1 se resumen los tres tipos de construcción permitidos con sus correspondientes grados de restricción en las conexiones, entendiéndose como grado de restricción a la relación que existe entre el valor real del momento en la conexión de los extremos del miembro y el que se generaría si ésta fuese completamente rígida, Ref. 4.1.

TABLA C-4.1 TIPOS DE CONSTRUCCION

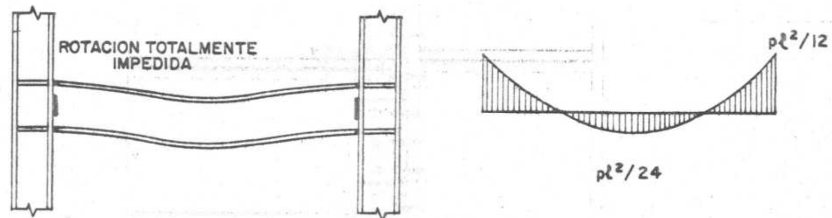
Tipo de Construcción	Definición	Grado de Restricción
Tipo 1	Estructuración con uniones rígidas	Aproximadamente un 90% o más
Tipo 2	Estructuración con uniones flexibles	Aproximadamente un 20% o menos
Tipo 3	Estructuración con uniones semirígidas	Aproximadamente entre un 20% y un 90%

En la Figura C-4.1 se ilustran los tipos de construcción señalando la influencia del grado de rigidez de una conexión viga-columna en los diagramas de momentos. Se supone que las conexiones viga-columna se diseñarán para resistir los cortes y momentos que se generan debido al grado de restricción.

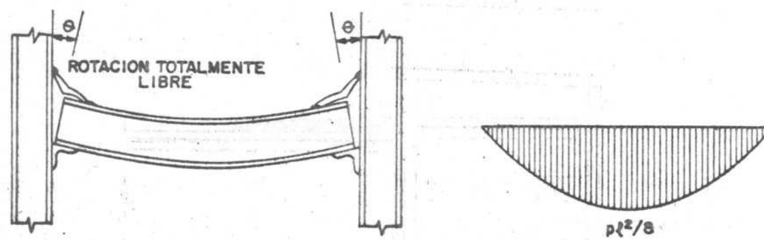
La estructuración con uniones rígidas se utiliza en estructuras diseñadas para resistir acciones accidentales provenientes de los efectos del viento o del sismo mediante la acción de pórtico. En tales casos la continuidad de vigas y columnas es fundamental para proveer la resistencia requerida, excepto cuando esa resistencia se provee mediante arriostramientos o muros, y se admite usualmente en los análisis que las conexiones son lo suficientemente rígidas como para mantener virtualmente inalterados los ángulos originales entre los miembros que se intersectan. En la Figura C-4.2 se indican conexiones típicas que proporcionan prácticamente un grado de restricción del cien por ciento.

La estructuración con uniones flexibles se utiliza en estructuras donde no es necesario considerar las acciones accidentales o donde se selecciona y se diseña un número limitado de conexiones para resistir momentos. Las conexiones flexibles se diseñan para resistir fuerzas cortantes solamente y los extremos de las vigas están libres de girar bajo las cargas de gravedad. No obstante, estas conexiones pueden desarrollar momentos flectores de poca magnitud que podrían ser del orden de un diez por ciento del momento correspondiente a un grado de restricción total, pero que no se consideran en el diseño. Estas Normas permiten utilizar las conexiones flexibles bajo la combinación de cargas gravitacionales y de viento o sismo, siempre que sean diseñadas de tal forma que la capacidad de deformación inelástica permita reducir los momentos para evitar sobretensiones en los conectores o soldaduras. En la Figura C-4.3 se indican conexiones flexibles para cargas de gravedad y en la Figura C-4.4 para combinaciones con viento o sismo.

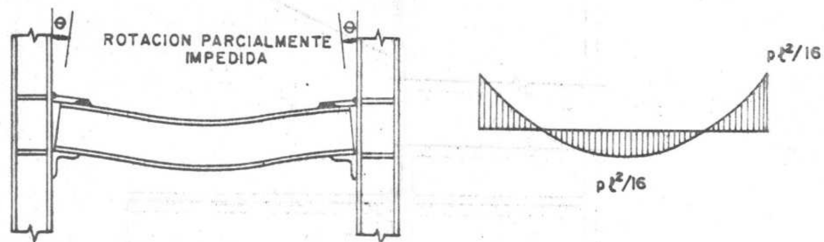
La estructuración con uniones semirígidas tiene como idea fundamental lograr un diagrama de momentos más compensado que en los tipos anteriores, tal como se puede observar en la Figura C-4.1. Este tipo de



TIPO 1 . ESTRUCTURACION CON UNIONES RIGIDAS Y UN GRADO DE RESTRICCION DEL 100 %



TIPO 2 . ESTRUCTURACION CON UNIONES FLEXIBLES Y UN GRADO DE RESTRICCION DEL 0 %



TIPO 3 . ESTRUCTURACION CON UNIONES SEMIRIGIDAS Y UN GRADO DE RESTRICCION DEL 75 %

FIGURA C-4.1.TIPOS DE CONSTRUCCION Y SUS CORRESPONDIENTES DIAGRAMAS DE MOMENTOS PARA UNA CARGA UNIFORME p

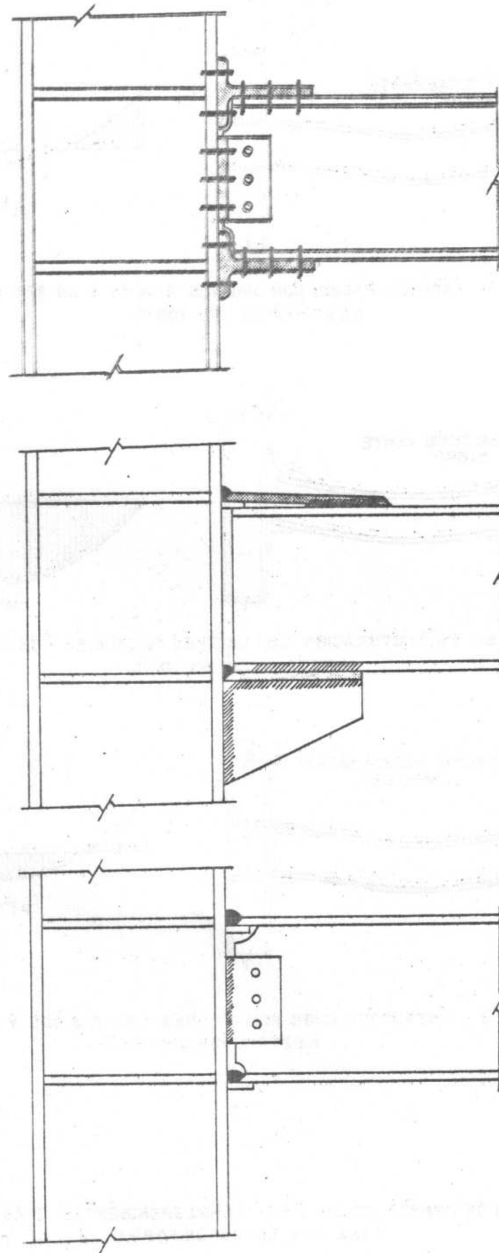


FIGURA. C-4.2. EJEMPLOS DE CONEXIONES RIGIDAS TIPICAS

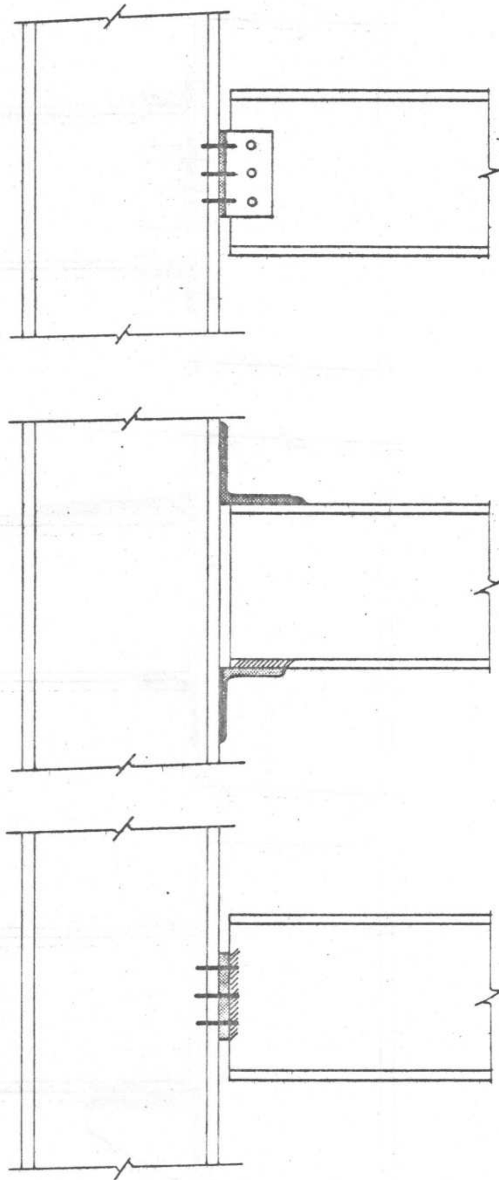


FIGURA C - 4.3. EJEMPLOS DE CONEXIONES FLEXIBLES TIPICAS PARA CARGAS GRAVITACIONALES

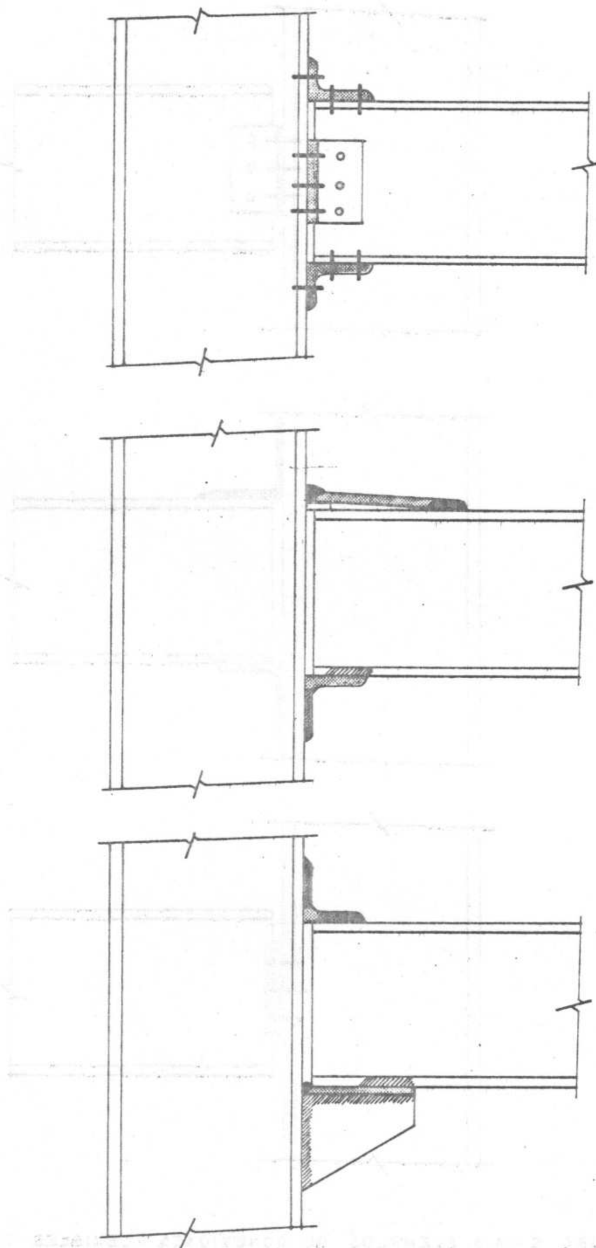


FIGURA C-4.4. EJEMPLOS DE CONEXIONES FLEXIBLES TIPICAS PARA COMBINACIONES DE CARGAS CON VIENTO O SISMO

estructuración permite economizar tanto en el material de la viga como en el de la conexión, ya que se diseña para un menor grado de restricción. Sin embargo, resulta difícil controlar el balance adecuado entre la resistencia suministrada y la deformabilidad resultante. Dado que el comportamiento de estas conexiones es bastante complejo, el diseño se efectúa bajo la hipótesis simplificada de que los perfiles angulares conectados al alma resisten la fuerza cortante y que los conectados a las alas resisten el momento flector. Las conexiones típicas de esta estructuración son similares a las empleadas en las flexibles, pero se añaden planchas en las alas, diseñadas para resistir momentos de magnitud controlada.

REFERENCIA

4.1 - Blodgett, Omer W. "Design of Welded Structures". The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, Ohio, 1966, 826 págs.

CAPITULO C-5 ACCIONES

El Capítulo 5 corresponde parcialmente a la Sección 1.3 de las Normas AISC 1975, habiéndose introducido importantes modificaciones conceptuales en la clasificación de las acciones, que, conjuntamente con sus definiciones precisas, han sido adoptadas por las Normas del Comité Euro-internacional del Concreto CEB, dividiéndolas en permanentes, variables y accidentales, Ref. 5.1

Estas Normas no pretenden reglamentar las acciones para las cuales han de ser diseñadas las estructuras. Las reglas pertinentes están cubiertas en su mayor parte por las Normas vigentes del Ministerio del Desarrollo Urbano: "Normas para Cargas y Sobrecargas en Edificios", en lo que se refiere a las acciones permanentes, variables y accidentales debidas a la acción del viento, Ref. 5.2, y "Normas para Construcciones Antisísmicas", en lo que se relaciona con las acciones accidentales debidas al sismo, Ref. 5.3. Para otros casos no contemplados en las normas citadas se recomienda consultar la Ref. 5.4.

C-5.5.2 ACCIÓN DEL SISMO

Actualmente las normas de estructuras de acero no contienen todavía requisitos especiales sobre la calidad de sus materiales o el diseño y construcción de sus componentes y detalles para resistir fuerzas sísmicas. Mientras no se llegue a un acuerdo en la síntesis de las investigaciones que se realizan, se recomienda consultar las disposiciones tentativas propuestas en la Ref. 5.5 y el folleto introductorio de la Ref. 5.6, el cual se basa en las normas de California, Ref. 5.7.

REFERENCIAS

5.1 - Comité Euro-internacional du Béton (CEB) y Féderation Internationale de la Précontrainte (FIP). "Règles Unifiées Communes aux Différents Types d'Ouvrages et de Matériaux", Volume I. CEB - FIP, París, 1978, 101 págs. "Code Modèle CEB - FIP pour les Structures en Béton", Volume II. CEB - FIP, París, 1978, 336 págs.

5.2 - Dirección General de Desarrollo Urbanístico, Dirección de Estudios y Proyectos, MOP. "Normas para Cargas y Sobrecargas en Edificios". Ministerio de Obras Públicas, Caracas, 1975, 59 págs.

5.3 - Dirección de Edificios. "Norma Provisional para Construcciones Antisísmicas". Ministerio de Obras Públicas, Caracas, 1967, 19 págs.

5.4 - International Conference of Building Officials. "Uniform Building Code. 1979 Edition". ICBO, Whittier, California, 1979, 734 págs.

5.5 - ATC, Applied Technology Council. "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings. A Cooperative Effort with the Design Professions, Building Code Interests and the Research Community". ATC 3-06, U.S. Department of Commerce, June 1978. Capítulo 10, págs. 95-99 (Articulado) y 439-447 (Comentario).

5.6 - Teal, Edward J. "Seismic Design Practice for Steel Buildings". AISC Engineering Journal, 4th Quarter, 1975, págs. 101-151. Publicación AISC N°TR215.

5.7 - Seismology Committee. Structural Engineers Association of California. "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary". SEAOC, San Francisco, 1975. Section 4. Steel Ductile Moment Resisting Space Frames, págs. 20 y 21 (Articulado) y 76-C a 84-C (Comentario).

CAPITULO C-6 MATERIALES

El Capítulo 6 corresponde enteramente a la Sección 1.4 de las Normas AISC 1975, haciéndose referencia a las Normas ASTM y AWS mientras no existan las correspondientes Normas COVENIN que las substituyan.

La calidad de los aceros aprobados para ser utilizados aplicando las presentes Normas, y que se ajustan a determinadas especificaciones de las Normas ASTM, alcanzan hasta una tensión cedente de 7000 kgf/cm^2. Algunas de esas Normas ASTM especifican un "punto cedente mínimo", mientras que otras se refieren a una "resistencia cedente mínima". En estas Normas se utiliza genéricamente el término "tensión cedente" para significar tanto el "punto cedente" como la "resistencia cedente".

En este Capítulo, además de las especificaciones para aceros de diversos grados de resistencia, se incluyen las correspondientes a forjas de acero colado y otros productos accesorios tales como remaches, pernos y electrodos para soldaduras.

Cuando así se le solicite, el fabricante debe proporcionar un certificado declarando que todo el acero requerido con una tensión cedente superior a 2500 kgf/cm^2 se ha suministrado de acuerdo con los planos y especificaciones.

PARTE 2 DISEÑO ELASTICO

CAPITULO C-7 TENSIONES ADMISIBLES

Este Capítulo corresponde completamente a la Sección 1.5 de la Parte 1 de las Normas AISC 1975, diferenciándose solamente en la nomenclatura y en algunas simplificaciones que se han introducido en las fórmulas.

C-7.1 ACERO ESTRUCTURAL

Donde los requisitos se formulan en función de F_y conjuntamente con valores numéricos, se advierte especialmente que todas las tensiones que aparecen en estas Normas, incluyendo el valor aplicable de F_y, se expresan en kilogramos-fuerza sobre centímetros cuadrados (kgf/cm^2).

Para una fácil referencia, en el Apéndice A se tabulan los valores numéricos de las tensiones admisibles correspondientes a las tensiones cedentes de varios aceros especificados en el Artículo 6.1.

El Apéndice D abarca los requisitos de diseño para estructuras constituidas por miembros de altura variable linealmente. Aún cuando los requisitos sobre tensiones admisibles para esos miembros son similares básicamente a los previstos en este Capítulo, se requieren ciertas modificaciones debido a la variación de la altura. Tales modificaciones obligan a la introducción de una notación especial, definida frecuentemente por expresiones algebraicas que no son aplicables a miembros prismáticos. En vista de que la utilización de miembros con altura variable linealmente es limitada, la notación y los requisitos de diseño para estos miembros han sido omitidos en el Capítulo 7 y se incluyen solamente en el Apéndice D.

C-7.1.1 TRACCIÓN

Para prevenir la falla de un miembro sometido a tracción, en esta Sección se adopta un coeficiente de seguridad de 1.67 con respecto a la tensión cedente especificada. Además, se incluye una precaución

adicional aplicable sólo a la sección neta de los miembros sometidos a tracción axial, consistente en un factor de seguridad de 2.0 con respecto a la mínima resistencia especificada a la tracción. Obviamente, esta última disposición se aplica solamente a aceros en los que la relación de la tensión cedente respecto a la resistencia a la tracción es igual o mayor al cociente de 0.5 entre 0.6.

La tensión admisible en la sección neta a través de los agujeros para pasadores está basada en la experiencia y la investigación sobre barras unidas con pasadores, Ref. 7.1.

C-7.1.2 FUERZA CORTANTE

Aún cuando la tensión cortante cedente del acero estructural se ha estimado que varía entre 1/2 y 5/8 del valor correspondiente a la tensión cedente en tracción y en compresión, y se toma frecuentemente como $F_y/\sqrt{3}$, se puede observar que el valor dado para la tensión cortante admisible es de 2/3 del recomendado como básico para la tensión admisible en tracción. Esta reducción aparente en el factor de seguridad está justificada debido a los daños menores que ocasiona una cedencia por corte, en comparación con los asociados a una cedencia por tracción o compresión, y por el efecto del endurecimiento por deformación del material.

Las almas de los perfiles laminados son de un espesor tal que raras veces la fuerza de corte constituye el criterio de diseño. Sin embargo, en el caso de conexiones rígidas de dos o más miembros cuyas almas están en un mismo plano, tal como se muestra en la Figura C-7.1, las tensiones cortantes en el panel de alma comprendido entre los límites de la conexión generalmente son elevadas. Tales almas se reforzarán cuando su espesor sea menor de:

$$\frac{2.6\ M}{A_{bc}\ F_y}$$

donde M representa la resta algebraica de los momentos flectores, en kgf×m, aplicados en los lados opuestos del contorno de la conexión y A_{bc} es el área de dicho panel de alma en cm^2. Esta expresión está basada en la hipótesis de que el momento M es resistido por un par con brazo igual a 0.95 d_b, donde d_b es la altura del miembro que aplica el momento. Si se denota por d_c a la altura del miembro que incide en la junta formando un ángulo recto o aproximadamente recto, y se observa que A_{bc} es aproximadamente igual al producto $d_b\ d_c$, el espesor mínimo del alma que no requiere refuerzo puede ser calculado considerando que la tensión cortante admisible viene dada por la expresión siguiente:

$$0.40\ F_y \geq \frac{M}{0.95\ A_{bc}\ t_w}$$

Es decir que el espesor mínimo será:

$$t_w \geq \frac{2.6\ M}{A_{bc}\ F_y}$$

C-7.1.3 COMPRESIÓN

C-7.1.3.1 Las Fórmulas (7-1) y (7-2) están basadas en la estimación de la resistencia básica de columnas sugerida por el "Column Research Council" (Consejo de Investigación de Columnas), véase las Fórmulas (2.11) y (2.12) de la Ref. 7.2. Esta estimación supone que el límite superior para la falla por pandeo elástico se puede definir mediante una tensión de compresión promedio en la columna igual a la mitad de la tensión cedente. La relación de esbeltez λ_c, correspondiente a este límite, puede ser expresada en términos de la tensión cedente para un acero de determinado grado estructural como:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{2\pi^2\ E}{F_y}} = \frac{6400}{\sqrt{F_y}}$$

Para obtener las tensiones admisibles se ha aplicado un factor de seguridad variable a la resistencia estimada de la columna. Para columnas muy cortas este factor se ha tomado igual o ligeramente mayor que el correspondiente a los miembros sometidos a tracción axial, lo que se justifica por la poca sensibilidad de tales miembros a las excentricidades accidentales. Para columnas más largas, con relaciones de esbeltez cercanas al dominio de la fórmula de Euler, el factor de seguridad se incrementa en un 15 por ciento. Para conseguir una transición adecuada entre esos límites, el factor de seguridad se ha definido arbitrariamente mediante un polinomio en función de la relación de esbeltez kL/r, equivalente a la cuarta parte de una curva sinusoidal cuyas abscisas son los cocientes kL/r entre λ_c, y en la que las ordenadas varían desde 5/3 para kL/r igual a 0.0 hasta 23/12 para kL/r igual a λ_c. Véase la Figura C-7.2.

En el Apéndice A se tabulan las tensiones admisibles para columnas y otros miembros comprimidos, correspondientes a cuatro valores usuales de F_y.

C-7.1.3.2 La Fórmula (7-2), correspondiente a columnas lo suficientemente esbeltas como para fallar por pandeo elástico, está basada en un factor de seguridad constante e igual a 23/12 con relación a la resistencia de la columna prevista por la fórmula elástica de Euler. Véase la Figura C-7.2.

C-7.1.3.3 Las tensiones admisibles a compresión de miembros secundarios y de arriostramiento, cuando L/r excede de 120, se obtienen mediante la Fórmula (7-3) proveniente de dividir los valores calculados con las Fórmulas (7-1) o (7-2) entre el factor (1.6 - L/(200r)), tal como se muestra en la Figura C-7.2.

Una tensión admisible más liberal para este tipo de miembros se justifica en parte por su poca importancia relativa, así como por una posible mayor efectividad de la restricción que suele haber en sus extremos, la que hace disminuir sensiblemente el valor de k.

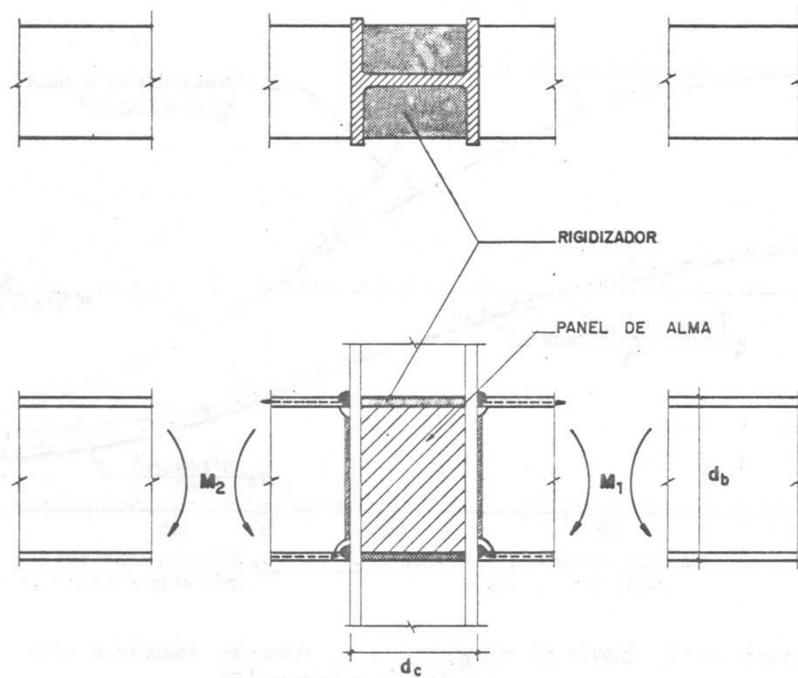


FIGURA C-7.1. EJEMPLO DE CONEXION RIGIDA DE DOS MIEMBROS CUYAS ALMAS ESTAN EN UN MISMO PLANO

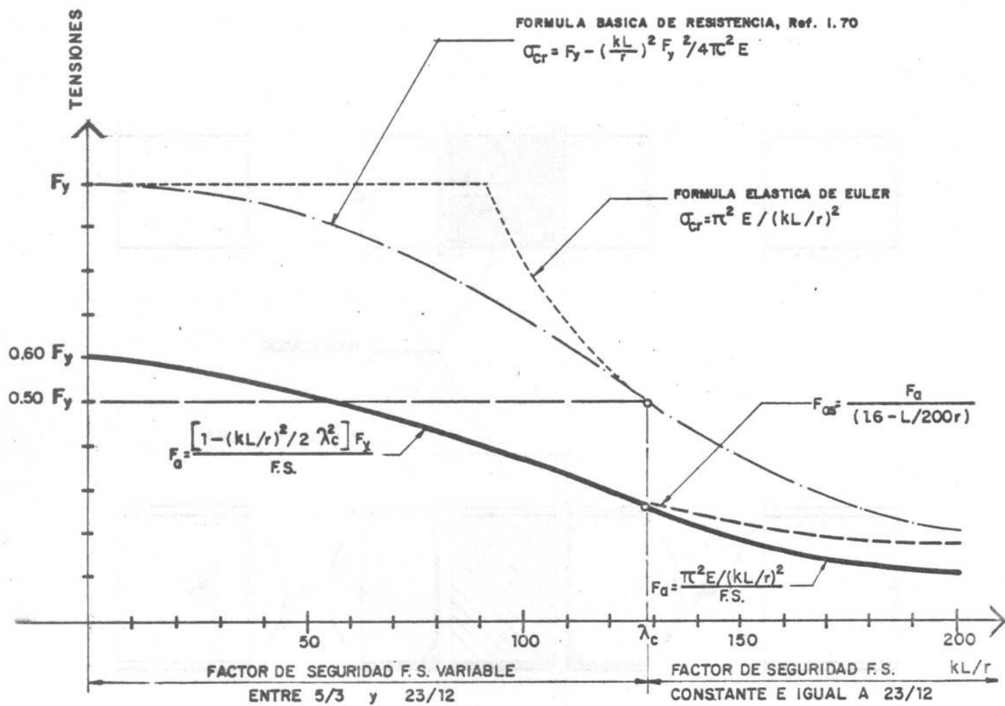


FIGURA C-7.2. CURVAS DE RESISTENCIA Y DE TENSIONES ADMISIBLES PARA UN ACERO F_y = 2 500 kgf/cm²

Ya que la Fórmula (7-3) toma en cuenta el efecto favorable de la restricción en los extremos, en ella se debe usar siempre la longitud total no arriostrada del miembro en lugar de la longitud efectiva reducida que resultaría si se considerase un valor de k menor de 1.0. Adicionalmente, la aplicación de la fórmula se limitará a miembros que estén más o menos restringidos contra rotaciones y traslaciones en sus puntos de arriostramiento.

C-7.1.4 FLEXIÓN

C-7.1.4.1 Cuando los miembros sometidos a flexión se dimensionan de acuerdo con los requisitos de las Secciones 11.1.2 y 11.2.2, y se arriostran adecuadamente para evitar el desplazamiento lateral del ala comprimida, éstos proveen como mínimo una resistencia a la flexión igual al producto de su módulo de sección multiplicado por la tensión cedente, aún cuando la relación ancho/espesor de los elementos planos comprimidos que forman parte de su sección transversal sea tal que la ocurrencia de un pandeo local pueda ser inminente.

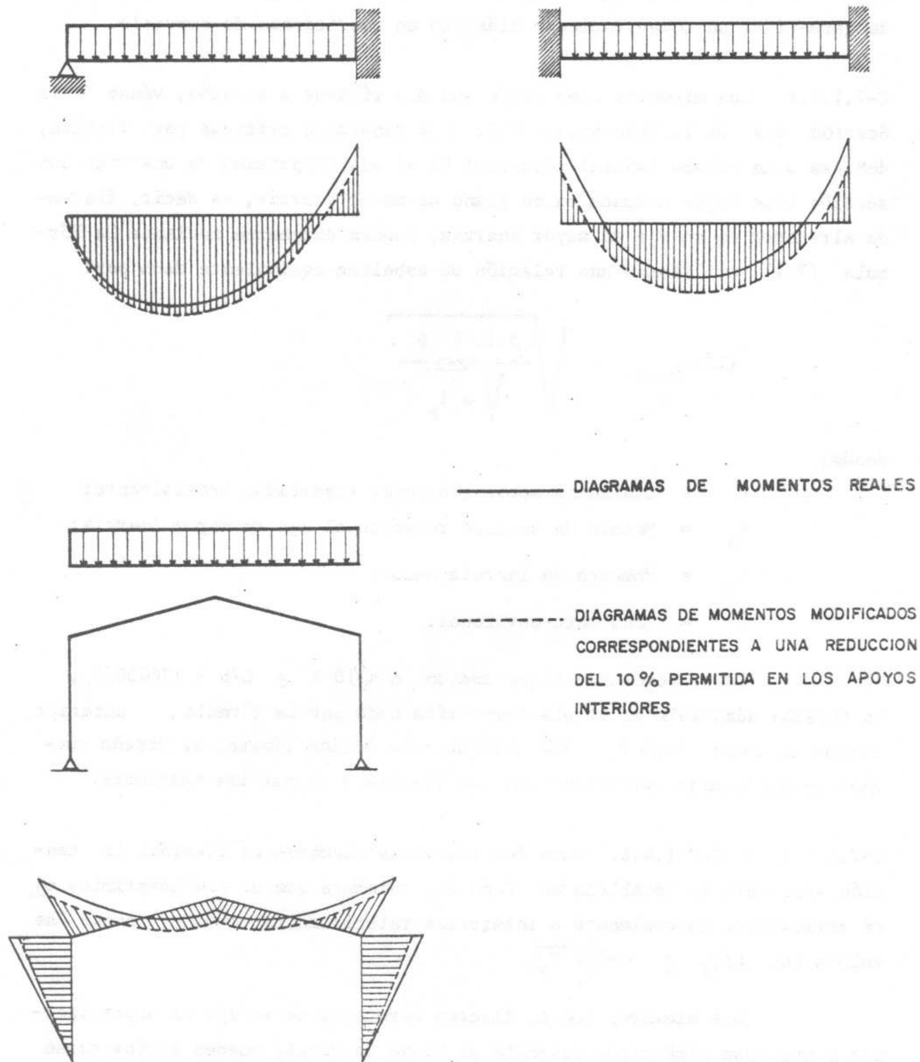
En el caso de secciones homogéneas que cumplen los requisitos señalados en los subpárrafos a al f de la Subsección 7.1.4.1, las investigaciones relacionadas con el diseño plástico han demostrado que el pandeo local no se presenta antes de que se alcance el momento plástico total. Prácticamente todos los perfiles laminados de acero A36 en forma de I, con una tensión cedente de 2500 kgf/cm^2, incluidos los de ala ancha, y una gran parte de los perfiles del mismo tipo con una tensión cedente de 3500 kgf/cm^2, cumplen los requisitos anteriores y se les denomina secciones "compactas". Es obvio que en estos perfiles laminados la posibilidad de una falla en flexión por efecto de una sobrecarga implica un nivel de tensiones más elevado, calculado mediante la expresión M/S, que en los miembros cuyas secciones poseen elementos comprimidos más esbeltos. Como el factor de forma de los perfiles de ala ancha y de sección I es generalmente superior a 1.12, la tensión admisible a flexión para tales miembros se ha aumentado en un 10 por ciento, desde 0.60 F_y hasta 0.66 F_y.

La disposición que permite una redistribución arbitraria del 10 por ciento de los momentos producidos por las cargas gravitacionales en las secciones de apoyo, constituye un reconocimiento parcial a los principios del diseño plástico. Las estructuras continuas formadas por miembros compactos que cumplan las limitaciones de la Subsección 7.1.4.1 se pueden dimensionar satisfactoriamente en base a los requisitos para tensiones admisibles previstos en la Parte 2 de estas Normas, siempre y cuando los momentos flectores anteriores a la redistribución se determinen mediante un análisis elástico. La Figura C-7.3 ilustra cómo se efectúa la redistribución de momentos, comparando los diagramas de momentos calculados con los diagramas resultantes de aplicar esta disposición.

Para obtener el máximo aprovechamiento de la redistribución de momentos, el diseño debe hacerse de acuerdo a las reglas para diseño plástico establecidas en la Parte 3 de estas Normas. Sin embargo, en muchos casos usuales en la práctica, la aplicación de los requisitos de la Subsección 7.1.4.1 proporciona aproximadamente la misma economía total.

C-7.1.4.2 La Fórmula (7-5a) provee una transición gradual entre la tensión admisible en flexión de 0.66 F_y, cuando la relación $b_f/2t_f$ de las alas comprimidas y soportadas lateralmente supera a $550/\sqrt{F_y}$, y la tensión admisible de 0.60 F_y cuando tal relación no excede de $800/\sqrt{F_y}$. La capacidad de rotación de las rótulas plásticas en este intervalo de relaciones $b_f/2t_f$ es demasiado pequeña como para permitir una redistribución de los momentos calculados.

C-7.1.4.3 El incremento de un 25 por ciento en la tensión admisible en flexión para secciones compactas y barras macizas rectangulares flectadas alrededor de sus ejes de menor inercia, así como para barras macizas cuadradas o circulares, está fundamentado en el factor de forma favorable que presentan esas secciones cuando se flectan alrededor de su eje más débil, y en el hecho de que en esa posición no puede haber un pandeo lateral-torsional. Aún cuando en el estado plástico o de agotamiento la resistencia a flexión de tales secciones, flectadas de esa manera, excede a su



FIGURÀ C-7. 3. REDISTRIBUCION DE MOMENTOS

resistencia en el estado elástico en un porcentaje considerablemente mayor que el 25 por ciento, no se aprovecha esta ventaja en su totalidad a fin de garantizar un comportamiento elástico en condiciones de servicio.

C-7.1.4.4 Los miembros tipo cajón son muy rígidos a torsión, véase la Sección 4.2 de la Referencia 7.2. Las tensiones críticas por flexión, debidas a un pandeo lateral-torsional en el ala comprimida de una viga con sección tipo cajón cargada en su plano de menor inercia, es decir, flectada alrededor de su eje de mayor inercia, pueden obtenerse mediante la Fórmula (7-1) utilizando una relación de esbeltez equivalente dada por:

$$(L/r)_{equiv} = \sqrt{\frac{5.1\ L\ S_x}{\sqrt{J\ I_y}}}$$

donde:

L = Distancia entre secciones soportadas lateralmente;

S_x = Módulo de sección respecto al eje de mayor inercia;

I_y = Momento de inercia menor;

J = Constante torsional.

Puede demostrarse que cuando $d < 10\ b$ y $L/b < 176000/F_y$, la tensión admisible en el ala comprimida dada por la fórmula anterior tiende al valor $0.60\ F_y$. Más allá de este último límite, el diseño quedará probablemente controlado por las flechas y no por las tensiones.

C-7.1.4.5 y C-7.1.4.6. Para los restantes miembros en flexión, la tensión admisible se establece en $0.60\ F_y$, siempre que el ala comprimida esté arriostrada lateralmente a intervalos relativamente cercanos donde se cumpla que $L/b_f \leq 640/\sqrt{F_y}$.

Los miembros que se flecten alrededor de su eje de mayor inercia y que sean simétricos respecto al plano de carga, pueden arriostrarse lateralmente en forma adecuada a intervalos mayores, si la máxima tensión flectora se reduce lo suficiente como para evitar el pandeo prematuro del

ala comprimida. Las expresiones matemáticas que suministran el valor teóricamente exacto de la resistencia al pandeo de tales miembros toman en cuenta la rigidez torsional alrededor de su eje longitudinal, denominada torsión de Saint-Venant, así como también la rigidez a flexión de su ala comprimida entre secciones arriostradas lateralmente, denominada torsión de alabeo. No obstante, esas expresiones son demasiado complejas para el uso rutinario en las oficinas de proyecto y, además, su precisión depende de la validez de las hipótesis relativas al grado de restricción en las secciones soportadas lateralmente, así como también a las condiciones de carga, hipótesis que no son exactas y que no pueden significar más que los criterios de un ingeniero. La combinación de las Fórmulas (7-6a) ó (7-6b) y (7-7) provee un criterio de diseño razonable en una forma más conveniente.

Las Fórmulas (7-6a) y (7-6b) están basadas en la hipótesis de que solamente la rigidez a flexión del ala comprimida evitará su desplazamiento lateral entre secciones arriostradas.

La Fórmula (7-7) es una aproximación conveniente que tiene en cuenta la presencia simultánea de la resistencia a la flexión lateral y la resistencia a la torsión de Saint-Venant. En el caso de vigas híbridas, debido a la diferencia entre las resistencias cedentes de las alas y del alma, es deseable basar la resistencia al pandeo lateral únicamente en la torsión de alabeo del ala, por lo cual no se permite el uso de la Fórmula (7-7) en tales miembros. La concordancia de esta fórmula con expresiones más precisas para determinar la resistencia al pandeo de miembros a flexión arriostrados en forma intermitente, es mejor en secciones homogéneas que tengan una resistencia considerable a la torsión de Saint - Venant, lo cual en el caso de secciones con doble eje de simetría se reconoce por una relación d/A_f relativamente baja, véase la Fórmula (4.8) de la Ref. 7.2.

En algunas secciones que tienen el área del ala comprimida marcadamente menor que la del ala traccionada, la Fórmula (7-7) puede no ser conservadora; por consiguiente su uso está limitado a secciones cuya

ala comprimida tiene un área igual o mayor que la del ala traccionada. En las vigas armadas, las cuales tienen usualmente una relación d/A_f mucho mayor que la de los perfiles laminados en forma de I ó de ala ancha, la aplicación de la Fórmula (7-7) puede conducir a errores exageradamente conservadores. Para tales miembros, las mayores tensiones admisibles calculadas mediante las Fórmulas (7-6a) ó (7-6b), proporcionan una mejor estimación de la resistencia al pandeo. Aún cuando estas últimas fórmulas subestiman en parte dicha resistencia, debido a que no consideran la rigidez a la torsión de Saint - Venant de la viga, esta rigidez es relativamente pequeña en secciones con relación d/A_f elevada, por lo que el margen de seguridad adicional innecesario es reducido.

Se hace notar que la Fórmula (7-7), al igual que las expresiones más complejas y precisas que ella substituye, solamente es válida para el caso del pandeo elástico. Para esta fórmula no se provee una transición en el dominio inelástico de tensiones, porque cuando se consideran las condiciones reales de aplicación de las cargas y de la variación de los momentos flectores cualquier error contra la seguridad ocasionado por no tener en cuenta esa transición debe ser pequeño.

Los miembros armados de sección I y con un solo eje de simetría, tales como algunas vigas para soporte de grúas, tienen frecuentemente un área mayor en el ala comprimida a fin de resistir la flexión proveniente de la acción conjunta de las cargas laterales y verticales. Estos miembros pueden ser dimensionados usualmente para la máxima tensión admisible a flexión, cuando ésta sea causada por la combinación de cargas verticales y horizontales. Donde el modo de falla de estos miembros sea por pandeo lateral, la tensión admisible a flexión puede obtenerse con la Fórmula (7-6a) o la (7-6b).

Mediante la inclusión del coeficiente α_b, Fórmula (4.13) de la Ref. 7.2, se permiten ciertos incrementos en las tensiones admisibles cuando exista un gradiente de momentos en la longitud no arriostrada del miembro, excepto en flexocompresión, donde este ajuste se efectúa mediante el coeficiente α_m de la Fórmula (8-1a).

Las Fórmulas (7-6a) y (7-6b) pueden refinarse, incluyendo tanto la torsión de alabeo como la de Saint - Venant, al substituir el radio de giro r_T por un valor deducido convenientemente. Este radio de giro equivalente, r_{eq}, puede obtenerse igualando la fórmula apropiada que proporciona la tensión flectora crítica del ala comprimida de una viga en el dominio elástico, Fórmulas (4.9c), (4.30), (4.31) ó (4.32) de la Ref. 7.2, con la correspondiente para una columna cargada axialmente, Fórmula (2.2) de la Ref. 7.2.

Para el caso de una viga de sección I doblemente simétrica se obtiene:

$$(r_{eq})^2 = \frac{I_y}{2S_x} \sqrt{d^2 + \frac{0.156\ L^2\ J}{I_y}}$$

en donde I_y es el momento de inercia menor del miembro y S_x es su módulo de sección mayor. Además:

$$J = \frac{2\ b_f\ t_f^3}{3} + \frac{d\ t_w^3}{3}$$

C-7.1.5.1 El término "superficie precisamente plana", tal como se emplea en estas Normas, se utiliza para designar superficies que han sido aserradas o acabadas con precisión por medios adecuados hasta obtener un plano verdadero.

El valor recomendado para la tensión de aplastamiento en los pasadores no es el mismo que para los remaches. Un valor menor, que en este caso es el 90 por ciento de la tensión cedente de la parte que aloja al pasador, provee una seguridad adicional ante una inestabilidad de la plancha más allá del agujero, el cual es considerablemente mayor que el de un remache, véase la Ref. 7.1.

C-7.2 REMACHES, PERNOS Y PARTES ROSCADAS

C-7.2.1a TRACCIÓN

Las tensiones admisibles para remaches se especifican mediante valores aplicables al área nominal de la sección transversal del remache antes de su aplastamiento. Para una mayor comodidad en el dimensionamiento de conexiones con pernos de alta resistencia, las tensiones admisibles para los pernos se refieren a valores aplicables al área nominal de su cuerpo, es decir, al área del vástago sin roscar. No obstante para pernos A307, los cuales se pueden obtener con diámetros hasta de 10 cm (4 plg), y partes roscadas que no sean pernos de alta resistencia, la tensión de tracción admisible se aplica a un área igual a: $0.7854\left(D - \frac{0.9743}{n}\right)^2$ cm^2. Se ha encontrado que esta área, la cual es intermedia entre el área total y la correspondiente a la raíz de la rosca, cuando se multiplica por las propiedades mecánicas del material no roscado vaticina con más precisión la resistencia a tracción de partes roscadas de diámetros grandes, tales como los que pueden utilizarse para pernos de anclaje o para barras recalcadas.

En reconocimiento de la protección contra el efecto de hendidura en el roscado, asegurada por el apriete inicial requerido de los pernos de alta resistencia, el organismo "Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints" (Consejo de Investigaciones sobre Juntas Estructurales Remachadas y Empernadas) ha recomendado una tensión admisible de tracción relativamente mayor para estos pernos.

Toda tensión de tracción adicional en un conector, resultante de la acción de apalancamiento que se produce por distorsión de los elementos de la conexión, debe agregarse a la calculada directamente con la tracción aplicada por las cargas externas cuando se dimensionan conectores utilizando las tensiones admisibles especificadas. Dependiendo de la rigidez relativa entre los conectores y el material de la conexión, esta acción de apalancamiento puede ser despreciable o puede constituir una parte substancial de la tracción total en los conectores; véase la Ref. 7.3.

C-7.2.1b FUERZA CORTANTE

Las conexiones que transmiten carga mediante fuerzas cortantes en el plano de la conexión se tipifican como "conexiones por fricción" y "conexiones por aplastamiento". El primer tipo depende de una fuerza de apriete lo suficientemente grande como para evitar el deslizamiento de las partes conectadas, y el segundo tipo del contacto de los conectores con la superficie de sus agujeros para transferir la carga entre las partes conectadas.

La magnitud de la fuerza de apriete originada por la contracción de los remaches durante su enfriamiento o por el apriete de los pernos A307, es impredecible y generalmente insuficiente para evitar el deslizamiento total cuando se alcanzan las tensiones admisibles. Por lo tanto, las conexiones remachadas y las efectuadas con pernos A307 sometidas a corte son tratadas como conexiones por aplastamiento. La elevada fuerza de apriete producida por los pernos de alta resistencia apretados adecuadamente, es suficiente para prevenir el deslizamiento de las partes conectadas cuando un mismo número de esos pernos se coloca substituyendo a los remaches de igual tamaño que se necesitarían para transmitir una carga dada; es decir, los pernos A325 reemplazan a los remaches A502 Grado 1 y los pernos A490 a los remaches A502 Grado 2.

La eficiencia de los conectores roscados para resistir fuerza cortante en las conexiones por aplastamiento disminuye cuando el roscado se extiende dentro del plano de corte entre las partes conectadas. En el caso de pernos de alta resistencia se especifican dos valores para la tensión cortante admisible: uno cuando el roscado está excluido del plano de corte y otro cuando no lo está. En vista de que no se acostumbra controlar este detalle en el caso de los pernos A307, se supone que el roscado puede extenderse dentro del plano de corte y que la tensión cortante admisible, aplicable al área total, se ha reducido para tener en cuenta esta posibilidad, de acuerdo con la modificación al área que aparece al pie de la Tabla 7.2.1.

C-7.2.2 APLASTAMIENTO

Las tensiones admisibles de aplastamiento se especifican como un índice de la eficiencia de las secciones netas calculadas de acuerdo al Capítulo 15.3, y no como una protección al conector ya que éste no la necesita. Este índice también es válido para juntas ensambladas con remaches o con pernos, independientemente de la resistencia al corte del conector o de la presencia o la ausencia de roscas en el área de aplastamiento. En los ensayos de juntas remachadas que se exponen en la Ref. 7.4 se ha demostrado que la resistencia a tracción de la parte conectada no se deteriora cuando la presión de aplastamiento, actuando sobre el área de contacto calculada del conector, es hasta de 2.25 veces mayor que la tensión a tracción permitida en el área neta de dicha parte. En esta investigación, el área de contacto o de aplastamiento fue calculada en la forma usual, multiplicando el diámetro nominal del conector por el espesor de la parte conectada. Además, no se observó ninguna diferencia entre el aplastamiento en corte sencillo y doble, por lo que se recomienda la misma tensión admisible en ambos casos, la cual es aproximadamente igual a 2.25 veces la tensión admisible a tracción especificada para determinar el área neta requerida.

C-7.3 SOLDADURAS

Las tensiones admisibles para soldaduras de penetración completa cargadas estáticamente son las mismas que para el metal base, siempre y cuando las propiedades mecánicas de los electrodos utilizados igualen o excedan a las del metal base. Cuando se unan dos partes de resistencias diferentes, las propiedades del electrodo se deben comparar con las del metal base menos resistente.

Basándose en los ensayos de la Ref. 7.5, la tensión admisible para soldaduras de filete depositadas sobre metal base compatible o sobre acero con propiedades mecánicas superiores a las de este metal base, se da en términos de la resistencia especificada a la tracción del metal de aporte.

Puede observarse que se especifica la misma tensión admisible para soldaduras dispuestas tanto transversal como longitudinalmente, aún cuando se sabe que las fuerzas que pueden resistir las primeras son sustancialmente mayores que las resistidas por las últimas. En la garganta de las soldaduras de ranura de penetración parcial sometidas a tracción perpendicular a su eje, que se encuentran en una situación más parecida a la de los filetes transversales que a la de los longitudinales, la tensión admisible se toma conservadoramente igual a la que corresponde a las soldaduras de filete.

Cuando las soldaduras de ranura de penetración parcial se disponen de tal manera que están sometidas principalmente a tensiones de compresión, de aplastamiento o de tracción paralela al eje longitudinal de la ranura, se pueden dimensionar para que resistan esas tensiones con valores admisibles iguales a los del metal base.

C-7.4 ACERO COLADO Y FORJAS DE ACERO

En correspondencia con la inclusión de acero de alta resistencia y baja aleación, estas Normas reconocen los aceros colados de alta resistencia y las tensiones admisibles se expresan en términos de la mínima tensión cedente especificada para las coladas.

REFERENCIAS

7.1 - Johnston, B.G. "Pin-Connected Plate Links". Transactions, Vol. 104, Paper Nº 2023, ASCE, 1939, págs. 314 - 339.

7.2 - Column Research Council (Johnston, B.G., Editor). "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members". 2a. ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, 1966, 217 págs.

7.3 - Munse, W.H. "Research on Bolted Connections". Transactions, Vol. 121, Paper Nº 2839, ASCE, 1956, págs. 1255 - 1266. Véase pág. 1265.

7.4 - Jones, J. "Bearing-Ratio Effect on Strength of Riveted Joints". Transactions, Vol. 123, Paper Nº 2949, ASCE, 1958, págs. 964 - 972.

7.5 - Higgins, T.R. y Preece, F.R. "Proposed Working Stresses for Fillet Welds in Building Construction". Welding Journal Research Supplement, Octubre 1968.

CAPITULO C-8 MIEMBROS SOMETIDOS A SOLICITACIONES COMBINADAS

El Capítulo 8 corresponde enteramente a la Sección 1.6 de las Normas AISC 1975.

La aplicación de un momento en la longitud no arriostrada de miembros cargados axialmente y el desplazamiento asociado de su directriz en el plano de la flexión, generan un momento secundario igual al producto de la excentricidad resultante multiplicada por la carga axial aplicada, el cual no se refleja en el cálculo de la tensión f_b. Para considerar este momento adicional en el diseño de miembros sometidos a flexocompresión, la Fórmula (8-1a) requiere que f_b sea amplificada por el factor:

$$\frac{1}{(1 - f_a/F'_e)}$$

Dependiendo de la forma del diagrama de momentos aplicados, y por consiguiente de la localización de la sección crítica y de la magnitud de la excentricidad inducida, este factor puede sobreestimar el efecto del momento secundario. Para tomar en consideración esta condición, cuando así se requiera, el factor de amplificación se modifica mediante un coeficiente de reducción α_m.

Cuando la flexión ocurre simultáneamente alrededor de los ejes x e y, la tensión flectora calculada en relación a cada eje se ajusta mediante los valores α_m y F'_e correspondientes a la distribución de los momentos y a la relación de esbeltez en el plano de flexión respectivo. Esta tensión flectora se introduce en la Fórmula (8-1a) como una fracción de la tensión que se permitiría a flexión si sólo actuasen momentos flectores alrededor de cada eje, es decir F_b, con la debida consideración a la longitud no arriostrada del ala comprimida donde esta última sea un factor gobernante.

Si la tensión normal calculada no excede del 15 por ciento de la tensión normal admisible, la influencia del factor

$$\frac{\alpha_m}{(1 - f_a/F'_e)}$$

generalmente es pequeña y puede ser despreciada, tal como lo expresa la Fórmula (8-2). Sin embargo, su uso en la Fórmula (8-1a) no tiene como propósito permitir un valor de f_b mayor que F_b cuando α_m y f_a son pequeños simultáneamente.

Dependiendo de la relación de esbeltez de la longitud no arriostrada de un miembro en el plano de la flexión, la tensión combinada calculada en uno o ambos extremos de esta longitud puede exceder la tensión combinada en todas las secciones intermedias donde el desplazamiento lateral es producido por los momentos aplicados. En este caso el valor límite de la tensión combinada se establece mediante la Fórmula (8-1b).

La clasificación de los miembros flexocomprimidos depende de dos condiciones: la estabilidad ante el desplazamiento lateral de la estructura de la cual forman parte, y la presencia o ausencia de cargas transversales entre secciones de apoyo en el plano de la flexión. En la Tabla C-8.1 se presentan tres categorías con los requisitos correspondientes del Artículo 8.1.

En la Tabla C-8.1 se observa que f_b se define como el valor de la tensión debida a la flexión calculada en la sección que se considera. En ausencia de cargas transversales entre secciones de apoyo, f_b se calcula con el mayor de los momentos actuantes en dichas secciones. Cuando se aplican cargas transversales en secciones intermedias, el mayor de los momentos que actúa en una de las dos secciones de apoyo se usa para calcular el valor de f_b a incluirse en la Fórmula (8-1b). Sin embargo, para calcular la tensión f_b cuando se aplica la Fórmula (8-1a) se utiliza el momento máximo entre las secciones de apoyo.

TABLA C-8.1. CLASIFICACION DE LOS MIEMBROS FLEXOCOMPRIMIDOS Y LA FORMA CORRESPONDIENTE DE EVALUAR f_b y α_m

CATEGORIA	CONDICIONES DE CARGA (SE SUPONE QUE $f_a > 0.15\ F_a$)	f_b	α_m	OBSERVACIONES
A	MOMENTO MAXIMO EN UNO DE LOS EXTREMOS; DESPLAZAMIENTO PERMITIDO EN LOS EXTREMOS.	M_2/s	0.85	$M_2 > M_1$; M_1, M_2, ℓ_b. UTILIZAR AMBAS FORMULAS: (8-1a) Y (8-1b)
B	MOMENTO MAXIMO EN UNO DE LOS EXTREMOS; NO HAY CARGA TRANSVERSAL, DESPLAZAMIENTO NO PERMITIDO EN LOS EXTREMOS.	M_2/s	$0.6 \pm 0.4 \frac{M_1}{M_2}$ PERO NO MENOR DE 0.4	$M_2 > M_1$; M_1, M_2, ℓ_b. UTILIZAR AMBAS FORMULAS: (8-1a) Y (8-1b)
C	HAY CARGA TRANSVERSAL; DESPLAZAMIENTO NO PERMITIDO EN LOS EXTREMOS	M_3/s PARA LA FORMULA (8-1a) Y M_2/s PARA LA FORMULA (8-1b)	$1 + \psi \frac{f_a}{F'_e}$	M_1, M_2, M_3, ℓ_b. UTILIZAR AMBAS FORMULAS: (8-1a) Y (8-1b)

La Categoría A abarca las columnas de pórticos sometidos a desplazamientos laterales, tales como los pórticos que dependen exclusivamente de la rigidez a flexión de sus diversos miembros para mantener la estabilidad lateral del conjunto. La longitud efectiva que se utiliza para determinar los valores de F_a y F'_e en estas columnas, tal como se discute más adelante en el Capítulo C-10, nunca es menor que la longitud real no arriostrada en el plano de la flexión y puede ser mayor que ésta. Se hace notar que para calcular los momentos se emplea la longitud real. Para la Categoría A el valor de α_m puede tomarse como:

$$\alpha_m = 1 - 0.18\ (f_a/F'_e)$$

Sin embargo, en el caso de la combinación de tensiones de compresión y de flexión más afectada por el factor de amplificación, el término 0.18 x (f_a/F'_e) puede sustituirse por el valor 0.15. Por lo tanto aquí se recomienda un valor constante de 0.85 para el coeficiente α_m.

La Categoría B se refiere a columnas no sometidas a carga transversal pertenecientes a pórticos donde se evita el desplazamiento lateral. La longitud efectiva que se utiliza para determinar los valores de F_a y F'_e en estas columnas, nunca es mayor que la longitud real no arriostrada y puede ser algo menor que ésta. Nuevamente se advierte que los momentos se calculan con la longitud real.

La mayor excentricidad para esta Categoría, y por lo tanto el mayor efecto de amplificación, ocurre cuando los momentos M_1 y M_2 son iguales numéricamente y de signo opuesto, produciendo una curvatura simple en el miembro. La excentricidad es mínima si dichos momentos son iguales en magnitud y signo, ya que en ese caso la curvatura que se produce es doble.

Para evaluar apropiadamente la relación entre momento extremo y momento amplificado, se ha sugerido utilizar el concepto de un momento equivalente M_e en lugar de referirse al momento extremo menor. Se puede definir a M_e como el valor de los momentos extremos iguales y de

signos opuestos, que causaría la falla bajo la misma carga axial a que fallaría cuando actuasen en sus extremos los momentos reales no iguales entre sí.

De acuerdo al Artículo 6.6 de la Ref. 8.1, la relación M_e/M_2 puede escribirse en función de $\pm M_1/M_2$ como:

$$\frac{M_e}{M_2} = \alpha_m = \sqrt{0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 - 0.4\left(\pm\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3}$$

En la Ref. 8.2 se ha determinado que la siguiente formulación más simple:

$$\alpha_m = 0.6 - 0.4\left(\pm\frac{M_1}{M_2}\right) \geq 0.4$$

proporciona una buena aproximación a la expresión anterior. Cuando la relación M_1/M_2 es mayor de 0.5, la tensión combinada de fuerza axial y flexión usualmente está limitada por un estado de cedencia general y no por la estabilidad, en cuyo caso la Fórmula (8-1b) controlaría el diseño. En consecuencia, las secciones de columnas seleccionadas tentativamente deben verificarse aplicando tanto la Fórmula (8-1a) como la (8-1b).

La Categoría C se ejemplifica con el cordón a compresión de una celosía sometido a cargas transversales entre sus nodos. Para este caso el valor de α_m se puede calcular utilizando la expresión:

$$\alpha_m = 1 + \psi\,(f_a/F'_e)$$

en donde:

$\psi = \dfrac{\pi^2\,\delta_o\,E\,I}{M_o\,L^2} - 1$, algunos de cuyos valores se dan en la Tabla C-8.2 para diversas condiciones de carga y apoyo;

δ_o = la flecha máxima ocasionada por la carga transversal únicamente;

TABLA C-8.2. FACTORES DE REDUCCION α_m PARA DIVERSAS CONDICIONES DE CARGAS Y APOYOS

CASO	ψ	α_m
	0.0	1.0
	−0.3	$1 - 0.3 \frac{f_a}{F'_e}$
	−0.4	$1 - 0.4 \frac{f_a}{F'_e}$
$\ell/2$ $\ell/2$	−0.2	$1 - 0.2 \frac{f_a}{F'_e}$
$\ell/2$ $\ell/2$	−0.4	$1 - 0.4 \frac{f_a}{F'_e}$
$\ell/2$ $\ell/2$	−0.6	$1 - 0.6 \frac{f_a}{F'_e}$

M_o = el momento máximo entre los apoyos debido a la carga transversal únicamente.

Se hace notar que el valor de F_a es controlado por la máxima relación de esbeltez, sin tomar en consideración a cuál plano de flexión corresponde ésta. En cambio, la tensión F'_e se determina siempre para la relación de esbeltez correspondiente al plano donde se produce la flexión. Por lo tanto, cuando solamente hay flexión respecto al eje de mayor momento de inercia, pueden requerirse dos relaciones de esbeltez diferentes al resolver un problema determinado.

C-8.2 FLEXOTRACCIÓN

Al contrario de lo que sucede en los miembros comprimidos, una tracción axial tiende a disminuir las tensiones por flexión en las secciones situadas entre apoyos laterales. Este efecto se debe a que el momento secundario, igual al producto de la flecha multiplicada por la tracción axial, es de sentido opuesto al momento aplicado, en lugar de ser del mismo sentido y aditivo como ocurre en las columnas o miembros comprimidos.

C-8.3 FUERZA CORTANTE Y TRACCIÓN

En los ensayos descritos en la Ref. 8.3 se demuestra que la resistencia de los remaches sometidos a la acción combinada de fuerzas cortantes y tracciones resultantes de fuerzas aplicadas externamente, además de las internas producidas por la contracción, puede definirse con buena aproximación por medio de una elipse o con tres rectas, como se muestra en Figura C-8.1.

La representación mediante tres líneas rectas es de aplicación más simple en la mayoría de los casos, ya que entonces no se requiere la modificación de la tensión recomendada, sea fuerza cortante o tracción, cuando éstas actúan simultáneamente con elevadas tracciones o fuerzas cortantes respectivamente. Por lo tanto, esta representación es la única que se especifica en el Artículo 8.3 de las Normas ya que es difícil justificar la inclusión de más de un método. Sin embargo, las soluciones basadas

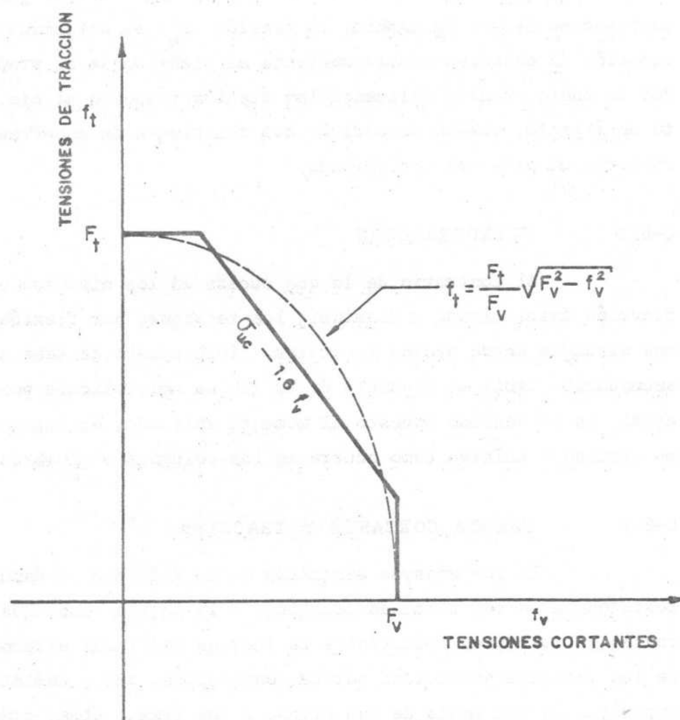


FIGURA C-8.1. RESISTENCIA DE LOS REMACHES A LA ACCION COMBINADA DE FUERZAS CORTANTES Y TRACCIONES

en el uso de la elipse son igualmente válidas y deben permitirse. En todo caso, cualquier diferencia en el número de conectores requeridos por los dos métodos es pequeña.

Se han deducido fórmulas de interacción similares para los otros tipos autorizados de conectores, partiendo de elipses construidas con sus semi-ejes mayor y menor de longitudes iguales respectivamente a las tensiones de tracción y cortante dadas en el Artículo 7.2.

REFERENCIAS

8.1 - Column Research Council (Johnston, B.G., Editor)."Guide to Design Criteria for Metal Compression Members". 2a. ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, 1966, 217 págs.

8.2 - Austin, W. J. "Strength and Design of Metal Beam-Columns". Journal of the Structural Division, ST-4, ASCE, Abril 1961, págs. 1-32.

8.3 - Higgins, T.R. y Munse, W.H. "How Much Combined Stress Can a Rivet Take?". Engineering News Record, Vol. 23, Dic. 4, 1962.

CAPITULO C-9 MIEMBROS Y CONEXIONES SOMETIDOS A VARIACIONES REPETIDAS DE TENSIONES (FATIGA)

Este Capítulo corresponde enteramente a la Sección 1.7 de las Normas AISC 1975.

En vista de que la mayoría de los miembros en las estructuras para edificios no necesitan diseñarse por fatiga, los requisitos pertinentes se han ubicado en el Apéndice B de estas Normas.

En donde la fatiga constituye un criterio de diseño, su peligrosidad depende principalmente del número de aplicaciones de carga y de la magnitud del recorrido de tensiones. La gravedad del problema aumenta, en un grado que depende de cada caso particular, cuando existen detalles de diseño o construcción que producen concentración de tensiones. En consecuencia, cuando la fatiga merece considerarse se deben satisfacer todos los requisitos aplicables del Apéndice B.

Los miembros o conexiones sometidos a menos de 20000 ciclos de carga no implicarán condiciones de fatiga, excepto en el caso de cargas repetidas que involucren grandes variaciones de tensiones. Para tales condiciones, el recorrido admisible de tensiones puede tomarse conservadoramente como 1.5 veces el valor aplicable dado en la Tabla B3 para la Condición de Carga 1.

Cuando los detalles de fabricación impliquen la ocurrencia de más de una categoría de tensiones en una misma zona de un miembro, el recorrido de tensiones en ese lugar tiene que limitarse al que corresponde a la categoría más restrictiva. Ubicando los detalles de fabricación que producen hendiduras en las zonas sometidas a un bajo recorrido de tensiones, frecuentemente se elimina la necesidad de utilizar miembros más grandes que los requeridos por cargas estáticas.

El uso de un recorrido de tensiones constante, el cual puede leerse directamente en una tabla para una categoría y una condición de carga particulares, tal como se presenta en estas Normas, simplifica mucho los

diseños que consideran la fatiga en comparación con los referidos a las tensiones admisibles máxima o mínima, obtenidas de fórmulas de resistencia a la fatiga dependientes de una relación de tensiones.

La razón para utilizar el criterio de diseño anterior resulta evidente al presentar los requisitos del Apéndice B en la forma de diagramas de Goodman modificados, los cuales se utilizan frecuentemente como ayudas de diseño en lugar de las fórmulas mencionadas, véanse las Referencias 9.1, 9.2 y 9.3. En la Figura C-9.1 se observa un diagrama de este tipo que representa gráficamente los requisitos para un detalle de la Categoría D en acero A36. Utilizando la tensión máxima y la relación de tensiones como los parámetros que controlan, se hace notar que los puntos A y B definen tensiones críticas máximas substancialmente diferentes, con relaciones de tensiones que sólo difieren ligeramente. Sin embargo, dibujando la recta CD paralela a la recta límite a 45° que representa la carga estática, es decir R = 1, el recorrido de tensiones admisibles es el mismo para los puntos A' y B o para cualquier otro punto entre C y D. Si la pendiente de la línea CD difiriese en algo de los 45°, tal como lo ilustra la línea EF y como lo indicaban frecuentemente evaluaciones anteriores de resultados de ensayos a fatiga, sólo habrían pequeñas modificaciones en el recorrido de tensiones.

Para la Condición de Carga 3, sin tomar en cuenta el valor de la máxima tensión, el recorrido admisible para las tensiones fluctuantes de tracción se puede leer en la escala de las tensiones máximas y está representado por la distancia OC. Este es el valor de F_{rf} dado en la Tabla B3, el cual también puede leerse sobre la escala de la recta límite correspondiente a R = - 1, trazada de tal forma que

$$\frac{\text{Escala del recorrido de tensiones}}{\text{Escala de las tensiones máximas}} = \frac{1}{\sqrt{2}}$$

Para establecer los valores del recorrido de tensiones dados en la Tabla B3 se revisaron los resultados de ensayos de fatiga ya

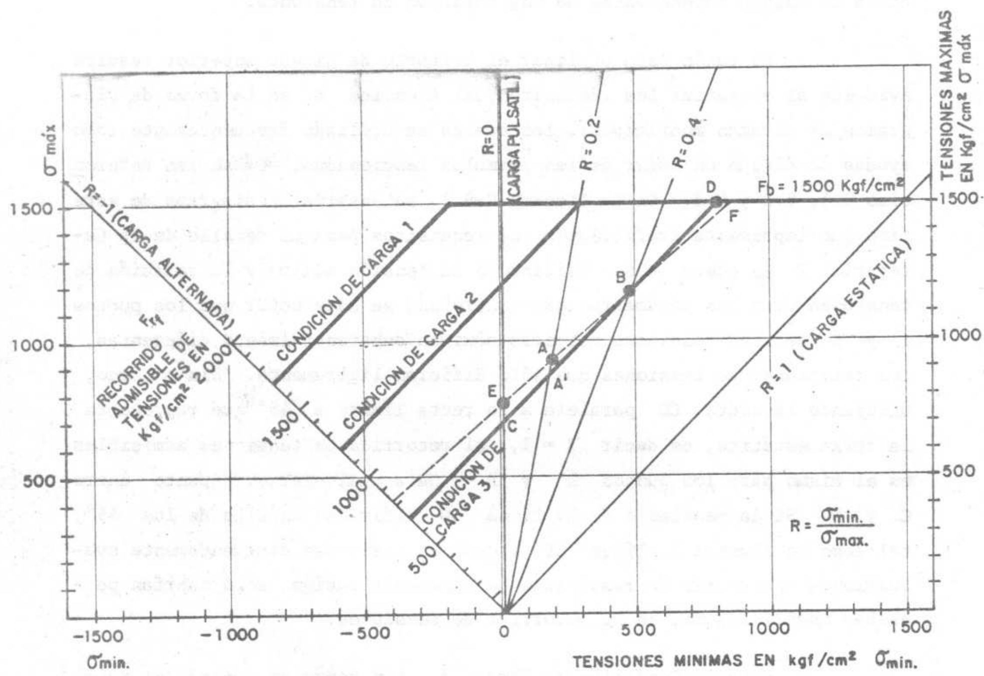


FIGURA C-9.1. DIAGRAMA DE GOODMAN MODIFICADO CORRESPONDIENTE A LA CATEGORIA DE TENSIONES D EN ACERO A36

publicados y los obtenidos en investigaciones en progreso. Al adoptar como base para los diseños que involucran la fatiga un recorrido de tensiones constante con el propósito de lograr un procedimiento de diseño más simple, se advirtió que no se tomaría en cuenta una serie de características conocidas de los resultados sobre resistencia a la fatiga. Por ejemplo, exceptuándose el acero A514 sometido a la Categoría A de tensiones, los requisitos no reconocen ningún incremento en la resistencia a la fatiga para los aceros de mayor tensión cedente que el A36. Para una Categoría en particular, el incremento de esta resistencia varía para los diversos aceros en función del número de ciclos de repetición de cargas. En consecuencia, los requisitos no proveen un factor de seguridad uniforme para los aceros de resistencia diferente. Sin embargo, las desviaciones respecto a un factor de seguridad uniforme están del lado conservador. Las comparaciones de los requisitos sobre fatiga de estas Normas con los resultados experimentales disponibles, indican que los factores de seguridad inherentes son comparables con los correspondientes a los especificados para tensiones estáticas.

Aunque se pueden lograr mayores resistencias a la fatiga que las indicadas en los requisitos del Apéndice B mediante tratamientos especiales, que se utilizan con frecuencia en el caso de los productos manufacturados, su aplicación al acero estructural ya fabricado no suele ser económica. Una excepción lo constituye el esmerilado a ras de los empalmes soldados con soldaduras de ranura de penetración completa, los cuales tienen que ubicarse donde la solución alternativa para obtener el recorrido de tensiones más elevado permitido, conduciría a un incremento substancial en el tamaño requerido del miembro.

REFERENCIAS

9.1 - McGuire, W. "Steel Structures". Prentice-Hall, 1968, 1112 págs.

9.2 - Tall, L. (Editor). "Structural Steel Design". 2a. Edición, The Ronald Press, 1974, 875 págs.

9.3 - Broekenbrough, R.L. y Johnston, B.G. "USS Steel Design Manual" United States Steel Corp., Pittsburgh, 1974, 260 págs.

CAPITULO C-10 ESTABILIDAD Y RELACIONES DE ESBELTEZ

Este Capítulo 10 corresponde enteramente a la Sección 1.8 de las Normas AISC 1975.

En la literatura técnica se ha prestado considerable atención al concepto de longitud "efectiva" de columnas, en contraste con la longitud real no arriostrada, como un factor básico para la estimación de su resistencia. El tema se trata con cierta extensión en la Sección 2.8 de la Ref. 10.1.

En la resistencia de las columnas sometidas a carga axial deben considerarse dos condiciones de efecto opuesto. Si se aplica suficiente carga axial a las columnas de un pórtico que depende exclusivamente de su propia rigidez a flexión para la estabilidad contra desplazamientos laterales, es decir, cuyos movimientos laterales no están impedidos, tal como se ilustra en la Figura C-10.1, la longitud "efectiva" de estas columnas será mayor que su longitud real. Por el contrario, si dicho pórtico se arriostrase de tal forma que quede impedido el movimiento lateral de los extremos superiores de las columnas respecto a sus bases, o sea su traslación o desplazamiento lateral, la longitud efectiva sería menor que la longitud real, debido a la restricción u oposición al giro de la junta proporcionada por el miembro horizontal. Para estas dos condiciones el factor k , es decir, el cociente de la longitud efectiva de la columna entre su longitud real no arriostrada, puede ser respectivamente mayor o menor de 1.0.

En la Tabla C-10.1 se dan los valores teóricos de k para seis condiciones idealizadas en las cuales el giro y la traslación de las juntas están permitidos sin ninguna restricción o están completamente impedidos. En esta Tabla también se sugieren los valores para el diseño recomendados por el Column Research Council (Consejo de Investigaciones sobre Columnas) para los casos en que las condiciones existentes en el problema real se aproximan a las idealizadas. En general, los valores sugeridos son ligeramente mayores que los teóricos equivalentes, ya que rara

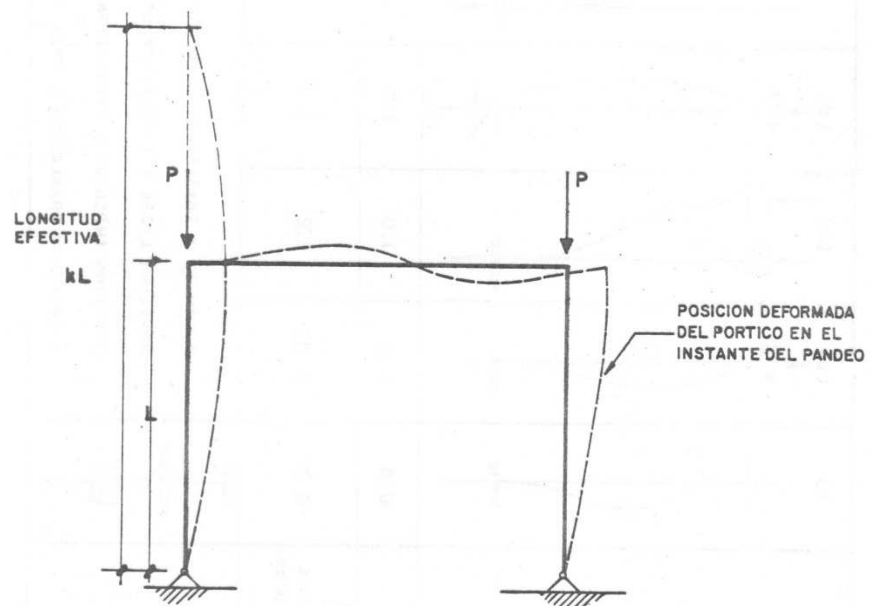


FIGURA C-10.1. LONGITUD EFECTIVA DE UNA COLUMNA EN UN PORTICO CON DESPLAZAMIENTOS LATERALES PERMITIDOS

TABLA C-10.1. VALORES DEL FACTOR k PARA CASOS IDEALES DE RESTRICCIONES EN LOS EXTREMOS Y APROXIMACIONES RECOMENDADAS

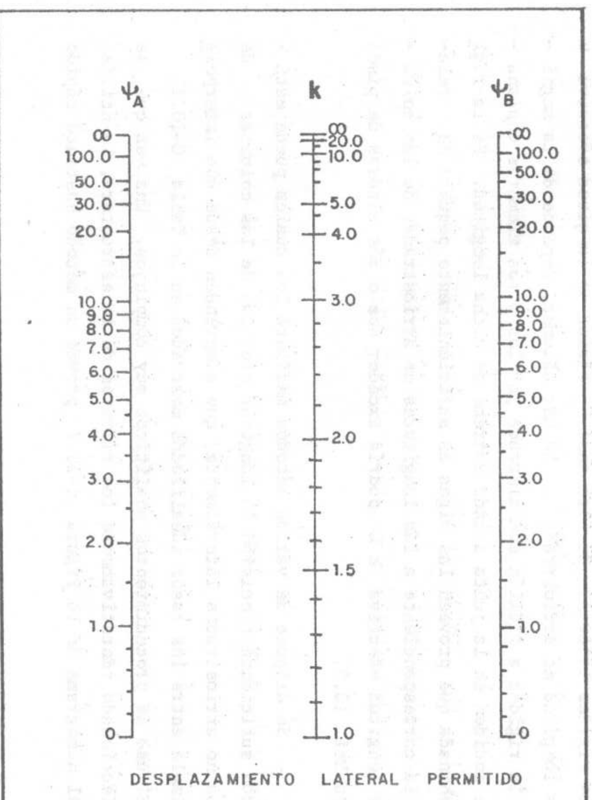
LA FORMA DE LA COLUMNA PANDEADA SE MUESTRA CON LA LINEA DE TRAZOS.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
VALOR TEORICO DE k	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
VALORES RECOMENDADOS PARA EL DISEÑO CUANDO LAS RESTRICCIONES REALES SE APROXIMAN A LAS IDEALES	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
SIMBOLOS PARA LAS RESTRICCIONES EN LOS EXTREMOS		ROTACION Y TRASLACION IMPEDIDAS ROTACION LIBRE Y TRASLACION IMPEDIDA ROTACION IMPEDIDA Y TRASLACION LIBRE ROTACION Y TRASLACION LIBRES				

vez se obtienen juntas completamente fijas.

Si el extremo inferior de la columna del caso f en la Tabla C.10.1 estuviese verdaderamente articulado, el factor k excedería realmente de 2.0 en un pórtico como el ilustrado en la Figura C-10.1, ya que la flexibilidad del miembro horizontal haría que las rotaciones en el extremo superior de la columna no estuviesen completamente impedidas. Por otra parte, en la Ref. 10.2 se ha demostrado que la influencia restrictiva de las fundaciones, aún cuando se diseñen para carga vertical solamente, puede ser muy importante en detalles de bases de columnas con extremos planos y anclajes usuales. Para esta condición, en el caso f un valor de diseño de 1.5 para k sería generalmente conservador.

A pesar de que la existencia de paredes de mampostería provee usualmente suficiente rigidez lateral para evitar los desplazamientos laterales de los pórticos en edificaciones, el uso de tabiquerías livianas y de separaciones amplias entre columnas en edificios altos que no dispongan de un sistema efectivo de arriostramientos en diagonal, puede crear una situación donde solamente la rigidez a flexión del pórtico mismo provea esta rigidez lateral. En este caso el factor de longitud efectiva k para la longitud no arriostrada L de una columna, depende de la magnitud de la rigidez a flexión suministrada por los otros miembros coplanares que inciden en la junta a cada extremo de dicha longitud. Si la rigidez combinada que proveen las vigas es suficientemente pequeña en relación a la correspondiente a las longitudes no arriostradas de las columnas, la longitud efectiva k L podría exceder dos o más alturas de piso; véase la Ref. 10.3.

Se dispone de varios métodos mediante los cuales puede estimarse con suficiente precisión la longitud efectiva de las columnas de pórticos no arriostrados lateralmente, que comprenden desde una interpolación simple entre los casos idealizados mostrados en la Tabla C-10.1, hasta el uso de procedimientos analíticos muy complejos. Una vez que se han seleccionado tentativamente los miembros de la estructura, la utilización del nomograma de la Figura C-10.2 provee un método bastante rápido



Los subíndices A y B se refieren a las juntas en los extremos de la columna que se considera, y ψ se define como:

$$\psi = \sum \frac{I_c}{L_c} / \sum \frac{I_b}{L_b}$$

donde la sumatoria comprende todos los miembros conectados rígidamente a cada junta y ubicados en el plano donde se considera el pandeo de la columna. I_c es el momento de inercia y L_c la longitud no arriostrada de una columna; I_b es el momento de inercia y L_b la longitud no arriostrada de una viga u otro miembro que genere una restricción. I_c e I_b se toman alrededor de ejes perpendiculares al plano donde se considera el pandeo. Para extremos de columnas apoyados pero no conectados rígidamente a una fundación, ψ es infinita teóricamente, pero puede tomarse como 10 para diseños prácticos, a menos que el apoyo se diseñe como una articulación verdaderamente libre de fricción. Si el extremo de la columna está rígidamente conectado a una fundación diseñada adecuadamente, ψ puede tomarse como 1.0. Se pueden utilizar valores más pequeños si se justifican mediante un análisis apropiado.

FIGURA C-10.2. NOMOGRAMA PARA EL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA DE COLUMNAS EN PORTICOS CONTINUOS

para determinar los valores adecuados de k.

En un pórtico rígido no arriostrado y de varios pisos, sometido a la acción combinada de cargas gravitacionales y viento o sismo, los desplazamientos laterales comienzan al iniciarse la acción de las cargas. Para un valor dado de las cargas aplicadas el desplazamiento lateral Δ del pórtico tiene una magnitud determinada, generándose en cada piso momentos flectores secundarios adicionales, conocidos como los "momentos $P\ \Delta$", en donde P es la carga gravitacional total por encima del piso en consideración. A medida que se incrementan las cargas aplicadas los momentos $P\ \Delta$ también aumentan, por lo que el efecto que debe ser tomado en cuenta en el diseño de las columnas de los pórticos es el efecto $P\ \Delta$. El incluir en la Fórmula (8-1a) factores de longitud efectiva mayores a la unidad y un valor de 0.85 para α_m tiene como propósito tomar en cuenta este efecto conservadoramente.

Investigaciones recientes en la Universidad de Lehigh sobre la capacidad de soportar cargas de los pórticos rígidos planos rectangulares y regulares, han demostrado que no es necesario considerar el efecto $P\ \Delta$ en una cierta clase de pórticos continuos suficientemente rígidos, Ref. 10.4. Los pórticos incluídos en este estudio tenían entre 10 y 40 pisos de alto y las relaciones de esbeltez de las columnas en el plano del pórtico variaban entre 18 y 42. La carga variable, incluida la tabiquería, estaba comprendida entre 200 y 500 kgf/m^2 y la carga permanente entre 250 y 370 kgf/m^2. Como carga accidental de viento se utilizó en todos los cálculos una presión uniforme de 100 kgf/m^2. Los resultados demuestran que puede garantizarse una estabilidad y resistencia adecuadas ante la acción combinada de cargas gravitacionales y laterales, cuando esos pórticos rígidos se diseñan para cumplir los criterios siguientes:

1. Todas sus columnas se dimensionan de acuerdo al Artículo 8.1, excepto que:
   (a) El factor de longitud efectiva k se toma como la unidad en los cálculos de F_a y F'_e .

(b) El coeficiente α_m se calcula como si los pórticos estuviesen arriostrados.

2. La máxima relación f_a/F_a correspondiente a la carga axial de las columnas no excede de 0.75; véase la Ref. 10.4.

3. La máxima relación de esbeltez L/r_x de las columnas en el plano del pórtico no excede de 35; véase la Ref. 10.4.

4. El índice de desplazamiento lateral del pórtico sometido a cargas de servicio, calculado sin tomar en cuenta la rigidez de tabiques u otros elementos no estructurales, no excede de 0.004; este índice se define como el desplazamiento lateral del último piso dividido entre la altura total del pórtico.

La característica fundamental de estas recomendaciones es que el criterio número 4 representa un nivel mínimo de rigidez para la estabilidad de pórticos ante la acción de cargas combinadas. Esta recomendación no pretende sugerir límites al desplazamiento lateral en condiciones de servicio. Los pórticos con menos de 10 pisos estuvieron fuera del alcance de los estudios realizados en la Universidad de Lehigh. Se dispone de otras referencias, tales como las Refs. 10.5, 10.6, 10.7 y 10.8, en las que se presentan métodos para el estudio de pórticos rígidos de varios pisos sometidos a cargas combinadas, como alternativas al empleo de los factores de longitud efectiva.

La estabilidad de pórticos ante cargas gravitacionales exclusivamente es un tema de investigación actual. El trabajo de la Ref. 10.9 sugiere que, cuando el diseño de vigas y columnas en un piso es controlado por la combinación de cargas gravitacionales y laterales, puede esperarse que una rigidez adecuada para la estabilidad del pórtico rígido

ante dichas cargas combinadas, tal como se describe en el criterio 4 anterior, provee una estabilidad apropiada al pórtico bajo cargas gravitacionales solamente. Mientras están pendientes los resultados de estos estudios, se siguen recomendando los factores de longitud efectiva mayores a la unidad y los coeficientes α_m iguales a 0.85 para las columnas de los pisos superiores, donde solamente la carga gravitacional gobierna el diseño de las columnas de los pórticos rígidos.

Cuando se depende de las losas de piso o techo, ancladas a muros estructurales o a sistemas de arriostramiento colocados en planos verticales, para proveer apoyo lateral a las columnas individuales de los pórticos para edificaciones, debe darse la debida consideración a su rigidez cuando funcionan como un diafragma horizontal; véase la Ref. 10.10.

Aunque la traslación de las juntas en el plano de una celosía está impedida y, debido a la restricción en los extremos, la longitud efectiva de los miembros comprimidos podría en consecuencia suponerse menor que la distancia entre los puntos de apoyo, es una práctica usual tomar el factor k igual a 1.0, ya que si todos los miembros de la celosía alcanzasen su capacidad última de carga simultáneamente, las restricciones en los extremos de los miembros comprimidos desaparecerían o, al menos, se reducirían considerablemente.

Las limitaciones de esbeltez recomendadas para los miembros traccionados no son esenciales para su integridad estructural, sino que solamente proveen un grado de rigidez suficiente para evitar movimientos laterales indeseables, tales como vibraciones o golpeteos, por lo que estas limitaciones no son obligatorias.

REFERENCIAS

10.1 - Column Research Council (Johnston, B.G., Editor). "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members". 2a. ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, 1966, 217 págs.

10.2 - Galambos, T.V. "Influence of Partial Base Fixity on Frame Stability". Transactions, Vol. 126, Part II, Paper Nº 3256, ASCE, 1961, págs. 929 - 969.

10.3 - Bleich, F. "Buckling Strength of Metal Structures". Mc Graw-Hill Book Co., New York, 1952, 508 págs. Véase págs. 260-265.

10.4 - Okten, O.S.; Morino, S.; Daniels, J.H. y Lu, L.W. "Effective Column Length and Frame Stability". Fritz Engineering Laboratory Report Nº 375.2, Lehigh University, Pennsylvania, Noviembre 1973.

10.5 - Springfield, J. y Adams, P.F. "Aspects of Column Design in Tall Steel Buildings". Journal of the Structural Division, Vol. 98, Nº ST5, ASCE, Mayo 1972, págs. 1069 - 1083.

10.6 - Yura, J.A. "The Effective Length of Columns in Unbraced Frames". Engineering Journal, Vol. 8, Nº 2, AISC, Abril 1971, págs. 37 - 42.

10.7 - Liapunov, S. "Ultimate Strength of Multistory Steel Rigid Frames". Journal of the Structural Division, Vol. 100, Nº ST-8, ASCE, Agosto 1974, págs. 1643 - 1655.

10.8 - Daniels, J.H. y Lu, L.W. "Plastic Subassemblage Analysis for Unbraced Frames". Journal of the Structural Division, Vol. 98, Nº ST-8, ASCE, Agosto 1972, págs. 1769 - 1788.

10.9 - McNamee, B.H. "The General Behavior and Strength of Unbraced Multi-Story Frames Under Gravity Loading". Ph.D. Dissertation, Lehigh University, Pennsylvania, 1967.

10.10 - Winter, G. "Lateral Bracing of Columns and Beams". Transactions, Vol. 125, Part I, Paper Nº 3044, ASCE, 1960, págs. 807 - 845.

CAPITULO C-11 RELACIONES ANCHO/ESPESOR

Este Capítulo corresponde completamente a la Sección 1.9 de las Normas AISC 1975. En la Tabla C-11.1 se explican los requisitos establecidos con la ayuda de figuras adecuadas.

Cuando la relación ancho/espesor de los elementos comprimidos de un miembro no supera el límite aplicable especificado en los Artículos 11.1.2 ó 11.2.2, no es necesaria ninguna reducción en la tensión admisible para evitar el pandeo local. El diseño de miembros que incluyan elementos comprimidos que tienen una relación ancho/espesor algo superior a estos límites, es generalmente conservador si el área provista por el ancho en exceso es ignorada en los cálculos. En el caso de elementos no rigidizados, la simplificación anterior plantea un problema en referencia a la excentricidad existente entre los baricentros de las áreas de la sección transversal real y la correspondiente al máximo ancho admisible, ya que no contempla ningún ajuste para calcular un módulo de sección "efectivo" y esto puede llevar a diseños no conservadores. Para la situación poco frecuente donde están involucradas relaciones ancho/espesor substancialmente mayores que los límites dados en el Capítulo 11, los requisitos del Apéndice C conforman un mejor procedimiento de diseño.

Las Fórmulas (C2-1) a (C2-6) se fundamentan en la expresión para la tensión crítica de pandeo de una plancha que tiene uno o ambos bordes paralelos a una fuerza de compresión en su plano soportados contra desplazamientos laterales, y con restricción torsional o sin ella a lo largo de estos bordes, véase la Sección 3.3 de la Ref. 11.1. Para este caso:

$$\bar{f}_c = k_p \left[\frac{\pi^2 E \sqrt{\eta}}{12 (1-\nu^2)(b/t)^2} \right]$$

en donde η es la relación entre el módulo tangente respecto al módulo elástico, E_t/E, y ν es el coeficiente de Poisson. El valor ideal de 0.425 para k_p supone solamente un apoyo lateral en forma de cuchilla a

TABLA C-11.1. RELACIONES ANCHO/ESPESOR PARA ELEMENTOS COMPRIMIDOS

NO RIGIDIZADOS		RIGIDIZADOS	
b, t	$\frac{b}{t} \leq \frac{640}{\sqrt{F_Y}}$	b, t	$\frac{b}{t} \leq \frac{2\,000}{\sqrt{F_Y}}$
b, t	$\frac{b}{t} \leq \frac{800}{\sqrt{F_Y}}$	b, t	$\frac{b}{t} \leq \frac{2\,660}{\sqrt{F_Y}}$
b, t	$\frac{b}{t} \leq \frac{1060}{\sqrt{F_Y}}$	b, t	$\frac{b}{t} \leq \frac{2\,120}{\sqrt{F_Y}}$

lo largo de uno de los bordes del elemento no rigidizado, en el plano medio del elemento que lo provee. Se justifica un cierto incremento en este valor de k_p debido a la restricción torsional proporcionada por el elemento soportante y a la diferencia entre el ancho b definido en la Sección 11.1.1 y el ancho teórico.

Con la idea de simplificar, se utiliza una fórmula lineal que substituye a la expresión teórica cuando el valor de $\sqrt{\eta}$ es menor de la unidad. En la comparación señalada en la Figura C-11.1 puede juzgarse la bondad de esta substitución.

La Fórmula (C2-5) supone una disminución en el grado de restricción torsional característico de las secciones Tes obtenidas mediante el corte de perfiles laminados, la cual puede esperarse en Tes con proporciones bastante diferentes formadas soldando dos planchas entre sí.

En la Ref. 11.2 se ha demostrado que los miembros con un solo eje de simetría cuyas secciones transversales consisten de elementos que tienen relaciones ancho/espesor elevadas, pueden fallar por torsión ante una carga axial menor que la asociada a una falla general propia de columna. Generalmente éste no es el caso que se presenta en los perfiles laminados en caliente. Para protegerse contra este tipo de falla, particularmente cuando se fabrican miembros mediante planchas de espesores relativamente pequeños, la Tabla C1 establece un límite superior para las proporciones admisibles de Canales y Tes.

Los elementos comprimidos rigidizados, que tienen ambos bordes paralelos a la carga aplicada restringidos contra el pandeo local, pueden resistir una carga que produce una tensión promedio $\bar{f}_c$ mayor que la dada por la expresión anterior para la tensión crítica de pandeo de planchas. Esto es cierto aún cuando se tome un valor de 4.00 para k_p, aplicable al caso donde ambos bordes están simplemente apoyados, o un valor comprendido entre 4.00 y 6.97 cuando hay también alguna restricción torsional en esos bordes.

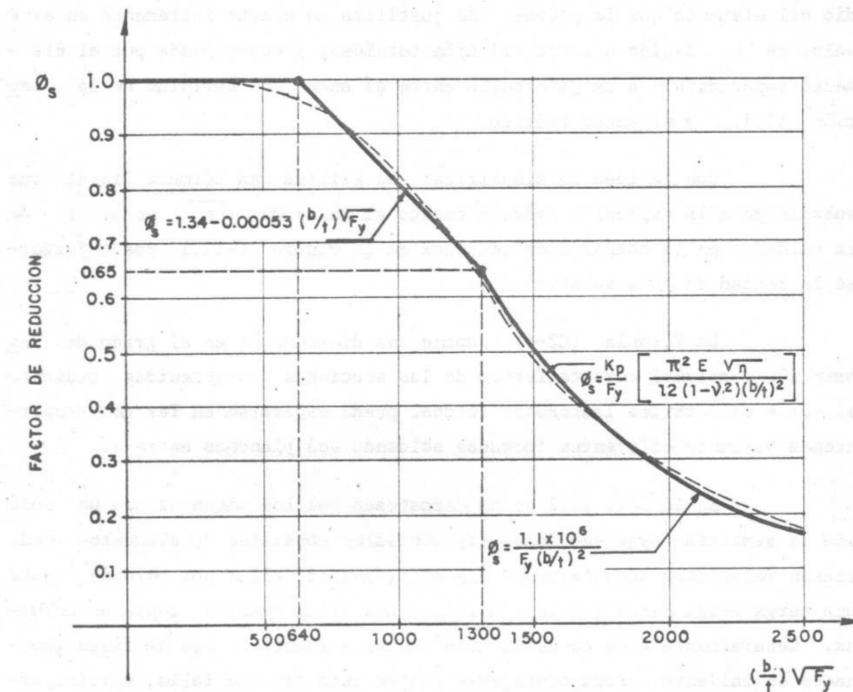


FIGURA C-11.1. FACTOR DE REDUCCION DE TENSIONES NORMALES DE COMPRESION EN PERFILES ANGULARES SENCILLOS NO RIGIDIZADOS

En la Ref. 11.3 se propuso por primera vez una estimación mejor de la resistencia a compresión de los elementos rigidizados basándose en el concepto de "ancho efectivo", la cual fue modificada posteriormente para proveer una transición entre los elementos muy esbeltos y los más robustos, habiendo mostrado los ensayos que estos últimos son completamente efectivos; véase la Ref. 11.4. De acuerdo a esta modificación, la relación del ancho efectivo respecto al ancho real se incrementa a medida que decrece la magnitud de la tensión de compresión aplicada a un elemento rigidizado de un miembro, expresándose de la siguiente manera:

$$\frac{b_e}{t} = 1.9 \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{\alpha}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right]$$

donde f es la magnitud de la tensión uniformemente distribuida a la cual estaría sometido el elemento de acuerdo al diseño del miembro, y α es una constante arbitraria basada en la experiencia y respaldada por resultados de ensayos.

Evidentemente, es innecesariamente conservador mantener el ancho efectivo de elementos rigidizados con valores que no excedan los dados por los límites previstos en la Sección 11.2.2, cuando la máxima tensión de diseño uniformemente distribuida es substancialmente menor de 0.60 F_y, o cuando la relación b/t excede considerablemente al límite dado en esa Sección.

Para el caso de secciones en cajón cuadradas o rectangulares, cuyos lados en la configuración pandeada proporcionan unos a otros una restricción torsional despreciable a lo largo de sus bordes en las esquinas, el valor de α considerado en la Fórmula (C3-1) es más elevado que para el otro caso, lo que permite una evaluación algo más conservadora del ancho efectivo. En los casos donde hay una apreciable restricción torsional, como por ejemplo en el alma de una columna de sección I, se disminuye ligeramente el valor de α implícito en la Fórmula (C3-2).

En estos casos no se requiere ninguna reducción del ancho real cuando la relación ancho/espesor no excede de $2120/\sqrt{F_y}$, y el ancho efectivo puede tomarse igual a $2120\ t/\sqrt{F_y}$ para anchos mayores. Sin embargo, si la relación ancho/espesor es substancialmente mayor de $2120/\sqrt{F_y}$ puede obtenerse un ancho efectivo más grande utilizando la Fórmula (C3-2).

En el cálculo del módulo de sección de un miembro sometido a flexión, el área de los elementos rigidizados paralelos al eje de flexión y sometidos a tensiones de compresión debe referirse al ancho efectivo y no al ancho real. Al calcular el área efectiva de un miembro sometido a carga axial debe utilizarse el área efectiva de todos los elementos rigidizados y no el área real. Sin embargo, para determinar la tensión normal admisible se puede utilizar el radio de giro de la sección transversal real conjuntamente con el factor de forma ϕ_a. Si la sección transversal posee un elemento no rigidizado, la tensión normal admisible debe modificarse mediante el factor de reducción ϕ_s.

REFERENCIAS

11.1 - Column Research Council (Johnston, B.G., Editor). "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members". 2a. ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, 1966, 217 págs.

11.2 - Chajes, A. y Winter, G. "Torsional-Flexural Buckling of Thin-Walled Members". Journal of the Structural Division, Vol. 91, Nº ST4, ASCE, Agosto 1965, págs. 103 - 124.

11.3 - von Karman, T.; Sechler, E.E. y Donnell, L.H. "The Strength of Thin Plates in Compression". Transactions, Vol. 54, APM-54-5, ASME, 1932. Véase pág. 53.

11.4 - Winter, G. "Strength of Thin Steel Compression Flanges". Transactions, Vol. 112, Paper Nº 2305, ASCE, 1947, págs. 527 - 576.

CAPITULO C-12 VIGAS ARMADAS Y VIGAS LAMINADAS

Este Capítulo 12 corresponde enteramente a la Sección 1.10 de las Normas AISC 1975, habiéndose incorporado en su comienzo la definición de "viga armada" de acuerdo a la Ref. 12.1. Además, para estas vigas se introduce en nuestro medio el calificativo de "armadas" en vez del correcto de "palastro", actualmente en desuso y que fue utilizado antes de 1955 en las Normas del Ministerio de Obras Públicas, Ref. 12.2, descartándose el de "viga de alma llena", muy empleado pero con significado confuso e impreciso. Este tipo de vigas se considera como un caso particular especialmente importante de los miembros compuestos.

C-12.1 DIMENSIONES

En este Artículo se requiere que los miembros sometidos a flexión se dimensionen para resistir las tensiones flectoras en base al momento de inercia del área total de su sección transversal, estipulándose que deberá deducirse el área de los agujeros en las alas en exceso del 15 % del área total del ala. Este requisito se aplica también al diseño de vigas híbridas, cuyas alas son de un acero de mayor resistencia que el del alma. Lo mismo que en el caso de los miembros a flexión que tienen un acero de igual calidad en toda su sección transversal, la resistencia a flexión de las vigas híbridas se obtiene multiplicando el módulo de sección de la sección transversal total por la tensión admisible a flexión. Consecuentemente, la tensión en el alma en su unión con las alas puede llegar a exceder la tensión cedente del material del alma, pero con deformaciones unitarias controladas por el estado elástico de tensiones en las alas más resistentes. Numerosos ensayos, resumidos en la Ref. 12.3, han demostrado que con sólo hacer ajustes menores en la tensión admisible básica a flexión dados por la Fórmula (12-5), la resistencia a flexión de un miembro híbrido es predecible con el mismo grado de exactitud que la de uno homogéneo.

C-12.2 ALMAS

En este Artículo se establece un límite a la relación altura/espesor del alma que tiene por objeto evitar el pandeo vertical del ala comprimida, aplastando el alma antes de que la flexión produzca la tensión cedente en el ala. Este límite puede incrementarse cuando se colocan rigidizadores transversales distanciados centro a centro a no más de 1.5 veces la altura de la viga, de acuerdo a ensayos relativamente recientes hechos en vigas homogéneas e híbridas con alas de una tensión cedente especificada de 7000 kgf/cm^2 y un alma de acero similar o de menor resistencia, véase la Ref. 12.3, pág. 1412.

C-12.4 DESARROLLO DE LAS ALAS

Cuando las planchas de cubierta de longitud parcial han de funcionar como parte integral de una viga hasta la sección donde teóricamente son necesarias, deben prolongarse más allá de esta sección en la longitud suficiente para colocar los remaches, pernos de alta resistencia, o soldaduras, necesarios para transmitir a la plancha la parte de las tensiones de flexión que le corresponda, es decir, las tensiones que la plancha habría recibido si se hubiese extendido en toda la longitud del miembro. La fuerza en la plancha de cubierta a ser desarrollada por los conectores en dicha extensión es igual a:

$$\frac{M\,Q}{I}$$

en donde:

M = momento flector en el inicio de la extensión;

Q = momento estático del área de la plancha de cubierta respecto al eje neutro de la sección total, incluyendo las planchas de cubierta;

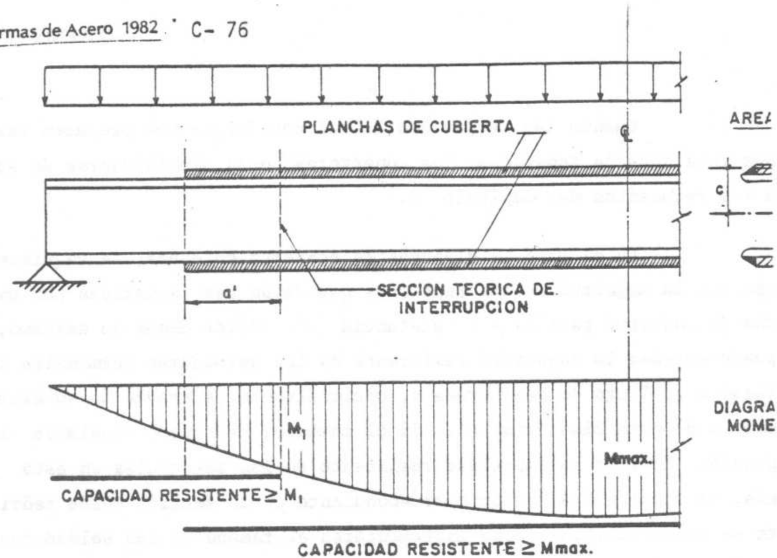
I = momento de inercia de la sección total, incluyendo las planchas de cubierta.

Cuando las cargas son de tal naturaleza que producen variaciones repetidas de tensiones, los conectores deben dimensionarse de acuerdo a los requisitos del Capítulo 9.

En el caso de planchas de cubierta soldadas, se requiere además que la magnitud de las tensiones que deben ser resistidas por una plancha de longitud parcial a la distancia a' medida desde su extremo, no puede exceder la capacidad resistente de las soldaduras terminales depositadas a lo largo de sus bordes y, opcionalmente, a través de su extremo dentro de esta distancia a'. Si el momento, calculado igualando la expresión MQ/I a la capacidad resistente de las soldaduras en esta distancia, es menor que el valor correspondiente en la sección donde teóricamente se interrumpirían, debe incrementarse el tamaño de las soldaduras o extenderse el extremo de la plancha de cubierta hasta una sección donde el momento en el miembro a la distancia a', medida desde el extremo de la plancha, sea igual al que resistirían las soldaduras terminales. Véase la Figura C-12.1 para una mejor comprensión de los requisitos referentes al uso de las planchas de cubierta soldadas.

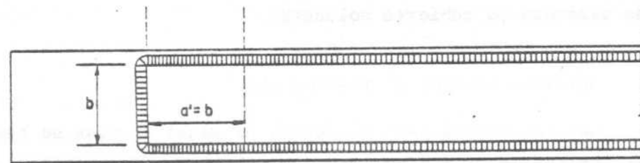
C-12.5 RIGIDIZADORES TRANSVERSALES

Los requisitos para el diseño de vigas armadas se han fundamentado anteriormente en la hipótesis de que el límite de utilidad estructural del alma se alcanzaba cuando el nivel de tensiones en ésta llega al denominado estado de "pandeo". Sin embargo, a diferencia de las columnas, que realmente están al borde del colapso cuando se aproximan a su estado de pandeo, los paneles del alma de una viga armada, delimitados en todos sus lados por las alas de la viga o por los rigidizadores transversales, son capaces de resistir cargas muy por encima de la correspondiente al "pandeo del alma". Al alcanzar el límite teórico de pandeo habrán ocurrido en el alma desplazamientos laterales muy pequeños, los cuales no tienen ninguna importancia estructural porque todavía hay otros medios que contribuyen a resistir cargas adicionales. Cuando los rigidizadores transversales están distanciados adecuadamente y tienen resistencia suficiente para actuar como elementos comprimidos, las tensiones típicas de membrana,

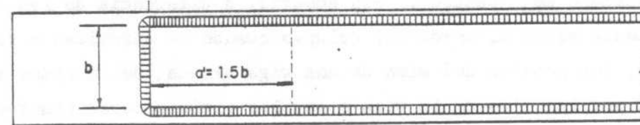


LA FUERZA A SER DESARROLLADA EN LA DISTANCIA a' SERA:

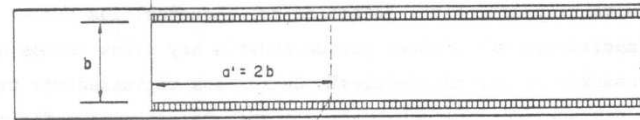
$$V = \frac{M_1 . A . c.}{I_{TOTAL}}$$



a) PARA SOLDADURA CONTINUA DE TAMAÑO IGUAL O MAYOR QUE 0.75 VECES EL ESPESOR DE LA PLANCHA



b) PARA SOLDADURA CONTINUA DE TAMAÑO MENOR QUE 0.75 VECES EL ESPESOR DE LA PLANCHA



c) PARA SOLDADURA CONTINUA SOLAMENTE A LO LARGO DE LOS BORDES.

FIGURA C-12.1. REQUISITOS PARA EL USO DE LAS PLANCHAS DE CUBIERTA SOLDADAS

producidas por fuerzas cortantes mayores que las asociadas a la carga teórica de pandeo, forman un campo de tracciones diagonales; véanse las Refs. 12.4 a 12.7. La combinación resultante ocasiona una forma de trabajo semejante a la de una celosía tipo Pratt, que, sin producir cedencia en el acero, proporciona la capacidad para resistir las fuerzas cortantes aplicadas no consideradas por la teoría lineal del pandeo. En la Figura C-12.2 se ilustra este comportamiento y en la Figura C-12.3 se muestran los rigidizadores transversales de soporte. Tomando en cuenta esta acción se han desarrollado métodos analíticos, Ref. 12.8, los cuales se han corroborado en un extenso programa de ensayos, Ref. 12.9, y constituyen la base fundamental de la Fórmula (12-2). El uso de la acción del campo de tracciones diagonales no se toma en cuenta cuando:

$$\frac{0.6\ F_y}{\sqrt{3}} \leq F_v \leq 0.4\ F_y\ , \quad \text{o cuando} \quad \frac{a}{h} > 3.0.$$

A la espera de más investigaciones no se recomienda considerar el campo de tracciones diagonales en el diseño de vigas híbridas.

Cuando la tensión cortante promedio calculada en el alma es menor que la permitida por la Fórmula (12-1), no se requieren rigidizadores intermedios siempre que la altura de las vigas se limite a no más de 260 veces el espesor del alma. La resistencia de estas vigas no depende de la acción del campo de tracciones diagonales. En esa Fórmula, σ_v es la relación de la tensión crítica en el alma, de acuerdo a la teoría elástica del pandeo, respecto a su tensión cortante cedente; véase la Ref. 12.8 para una exposición detallada de su deducción.

A fin de facilitar el manejo de las vigas durante la fabricación y la construcción, cuando se requieren rigidizadores intermedios la relación de aspecto del panel a/h se limita arbitrariamente a no más de:

$$\left(\frac{260}{h/t_w}\right)^2$$

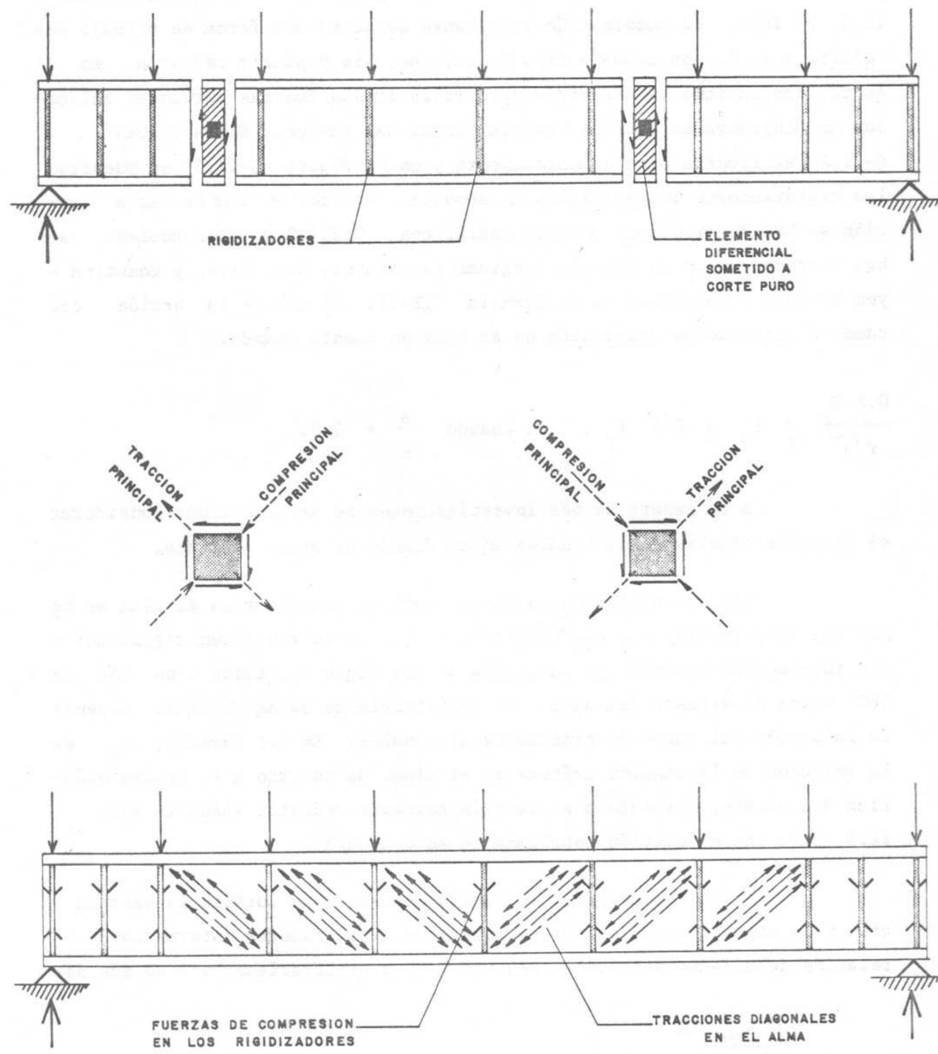


FIGURA C-12.2. ILUSTRACION DE LA ACCION DEL CAMPO DE TRACCIONES DIAGONALES EN UNA VIGA ARMADA

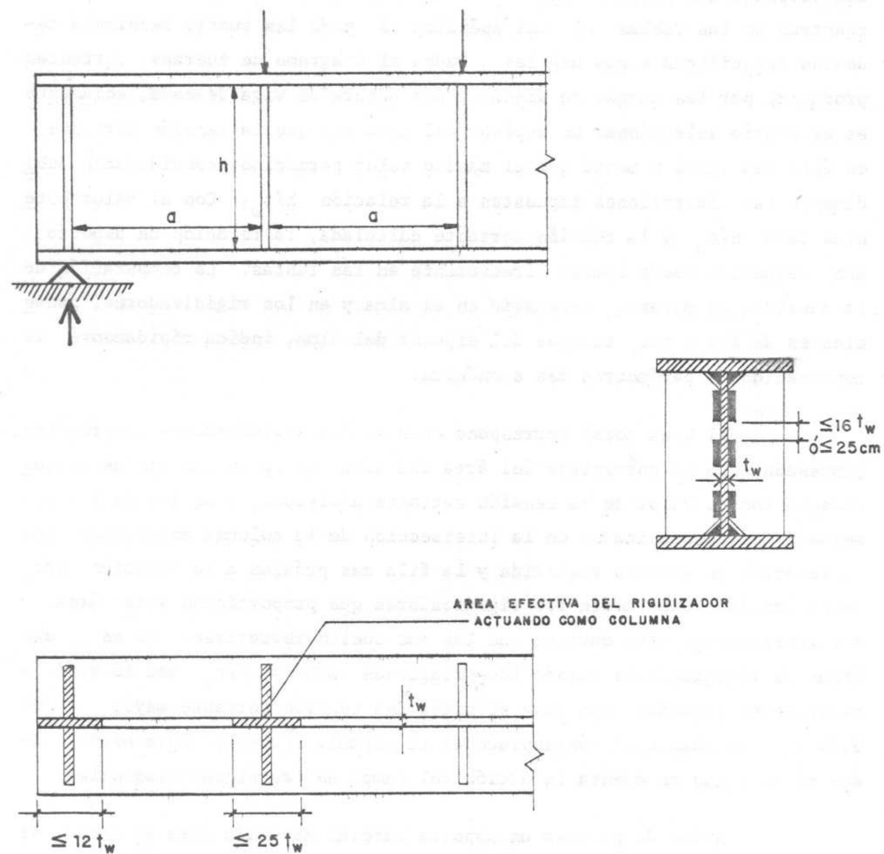


FIGURA C-12.3. RIGIDIZADORES TRANSVERSALES DE SOPORTE

con un espaciamiento máximo de tres veces la altura de la viga.

Cuando se requieran rigidizadores, su máxima separación longitudinal permitida depende de tres parámetros: a/h, h/t_w y f_v. Para conveniencia del proyectista, las relaciones entre estos parámetros se encuentran en las Tablas A3 del Apéndice A para las cuatro tensiones cedentes especificadas más usuales. Dados el diagrama de fuerzas cortantes producido por las cargas de diseño y una altura de viga deseada, solamente es necesario seleccionar un espesor del alma tal que la tensión cortante en ésta sea igual o menor que el máximo valor permitido, considerando debidamente las limitaciones impuestas a la relación h/t_w. Con el valor obtenido para h/t_w y la tensión cortante calculada, la relación de aspecto a/h requerida puede leerse directamente en las Tablas. La comparación de la cantidad de material necesario en el alma y en los rigidizadores, provenientes de dos o tres tanteos del espesor del alma, indica rápidamente la combinación de parámetros más económica.

El área total correspondiente de los rigidizadores intermedios, expresada como un porcentaje del área del alma, se da en las tablas conjuntamente con el valor de la tensión cortante admisible, y se lee en los números inferiores ubicados en la intersección de la columna encabezada por la relación de aspecto requerida y la fila más próxima a la relación h/t_w seleccionada. Usualmente los rigidizadores que proporcionan esta área son generalmente algo mayores que los que suelen requerirse. No se dan áreas de rigidizadores cuando las relaciones a/h y h/t_w son lo suficientemente pequeñas como para permitir una tensión cortante mayor de 0.35 F_y, lo cual está contemplado en la Fórmula (12-1). Para estos casos no se tiene en cuenta la acción del campo de tracciones diagonales.

A fin de proveer un soporte lateral adecuado para el alma, se requiere que todos los rigidizadores tengan un momento de inercia no menor de $(h/50)^4$. Sin embargo, en muchos casos este requisito es superado por los establecidos para el área total. La magnitud del área de rigidizador necesaria para desarrollar el campo de tracciones diagonales está dada por la Fórmula (12-3) y depende de las relaciones a/h y h/t_w.

Se requieren áreas totales mayores en los rigidizadores colocados de un solo lado del alma que en los colocados en parejas, debido a que trabajan bajo carga excéntrica.

La magnitud de la fuerza cortante que ha de ser transferida entre el alma y los rigidizadores no es afectada por la excentricidad de la carga, y es generalmente tan pequeña que puede absorberse mediante la mínima cantidad de soldaduras o de remaches que se desee. La fórmula especificada siguiente:

$$f_{vs} = \frac{h}{53000} \sqrt{F_y^3}$$

proporciona una estimación conservadora de la fuerza cortante que se necesita transferir bajo cualquier condición de tensiones permitida por la Fórmula (12-2). La transferencia de fuerzas cortantes entre el alma y el rigidizador, debida a la acción del campo de tracciones diagonales, no es aditiva con la debida a una carga concentrada o reacción alineada con el rigidizador, por lo que éste sólo se necesita para conectar la mayor de las dos fuerzas cortantes. En la Figura C-12.4 se muestran rigidizadores transversales intermedios.

C-12.6 REDUCCIÓN DE TENSIONES EN LAS ALAS

En las regiones de momentos flectores máximos, una parte de un alma delgada puede flectarse lateralmente en su zona comprimida lo suficiente como para no proveer la resistencia total a flexión supuesta al dimensionar la viga en base a su momento de inercia. Esto ocasiona que la tensión de compresión que hubiera resistido el alma sea transmitida al ala comprimida, pero siendo la resistencia relativa a la flexión de esta ala mucho mayor que la de la parte del alma desplazada lateralmente, el incremento que resulta en las tensiones del ala es a lo sumo un porcentaje pequeño. Reduciendo la tensión admisible de diseño en el ala comprimida de F_b a F_b', tal como contempla la Fórmula (12-5), se provee suficiente capacidad a flexión en el ala para compensar cualquier disminución

de la resistencia a flexión en el alma debida a su desplazamiento lateral.

Para compensar la pequeña pérdida de resistencia a la flexión de las vigas híbridas cuando partes del alma se deforman más allá de su tensión cedente límite, la Fórmula (12-6) provee una tensión admisible a flexión reducida, aplicable a ambas alas, véase la Ref. 12.3. La magnitud de la reducción depende de la relación del área del alma respecto al área del ala, así como también de la relación de sus respectivas tensiones cedentes. Para evitar una fórmula más complicada, se requiere que el área y la calidad del acero sea la misma en ambas alas. En vista de que cualquier reducción de la resistencia a flexión, debida al pandeo del alma en la zona comprimida, es considerablemente menor en las vigas híbridas que en las homogéneas de igual sección transversal, no se requiere aplicar la Fórmula (12-5) cuando la tensión permitida por la Fórmula (12-6) es menor.

C-12.7 CORTE Y TRACCIÓN COMBINADOS

No es necesaria ninguna reducción en la tensión admisible debida a la interacción de tensiones simultáneas por flexión y fuerza cortante, a menos que un miembro sometido a flexión se diseñe en base a la acción del campo de tracciones diagonales.

En la Ref. 12.10 se ha demostrado que las almas de las vigas armadas sometidas a la acción del campo de tracciones pueden dimensionarse de acuerdo a:

1. La máxima tensión admisible a flexión cuando la fuerza cortante simultánea no es mayor de 0.6 veces el valor total permitido, o

2. La tensión cortante admisible total cuando la tensión a flexión no es mayor de 0.75 veces su valor máximo permitido.

Más allá de estos límites, estas Normas proveen una expresión lineal de interacción mediante la Fórmula (12-7). Sin embargo, debido a que en las almas de las vigas homogéneas de acero A514 cargadas a su

plena capacidad en flexión se forman más ondas que en las almas de las vigas de acero de menor resistencia y menos cargadas, el uso de la acción del campo de tracciones diagonales en vigas de acero A514 se limita a las zonas donde la tensión flectora simultánea no excede de $0.75\ F_b$.

C-12.10 APLASTAMIENTO LOCAL DEL ALMA

C-12.10.1 Las almas de las vigas no protegidas con rigidizadores de soporte pueden fallar por aplastamiento local en las secciones con una alta concentración de tensiones resultante de la aplicación de cargas concentradas o reacciones. Para protegerse de este efecto, la tensión en el borde de los filetes del alma se limita a $0.75\ F_y$ mediante las Fórmulas (12-8) o (12-9), suponiendo que esta tensión se distribuye longitudinalmente en una distancia no mayor que la longitud de contacto más una o dos veces la distancia desde la cara exterior del ala al borde del filete del alma, dependiendo de la posición de la carga. En la Figura C-12.5 se ilustran gráficamente los requisitos de esta Sección.

C-12.10.2 Como una protección contra la inestabilidad de las almas relativamente delgadas de vigas armadas, se ha establecido una limitación adicional en la magnitud de la carga que puede ser aplicada directamente al ala de la viga en los tramos comprendidos entre rigidizadores. Las cargas concentradas suficientemente livianas como para cumplir los requisitos del Artículo 12.10.1 y las cargas aplicadas longitudinalmente sobre una longitud parcial del panel, se tratan como si estuviesen distribuidas mediante fuerza cortante en toda la longitud del panel en el que actúan, o en una longitud igual a la altura de la viga si ésta es menor que la longitud del panel. Considerando estas cargas conjuntamente con otras cargas distribuidas que pueden estar aplicadas directamente en el ala, la carga total dividida entre el espesor del alma no debe exceder la tensión permitida por las Fórmulas (12-10) o (12-11). Si las rotaciones del ala alrededor de su eje longitudinal están impedidas por el contacto con una placa rígida, rige la Fórmula (12-10); de lo contrario, es aplicable la Fórmula (12-11) que es más conservadora. Estas fórmulas se han deducido

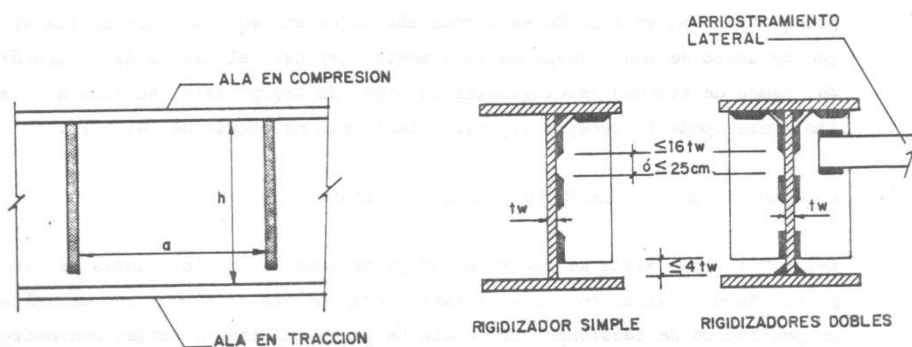


FIGURA C-12.4. RIGIDIZADORES TRANSVERSALES INTERMEDIOS

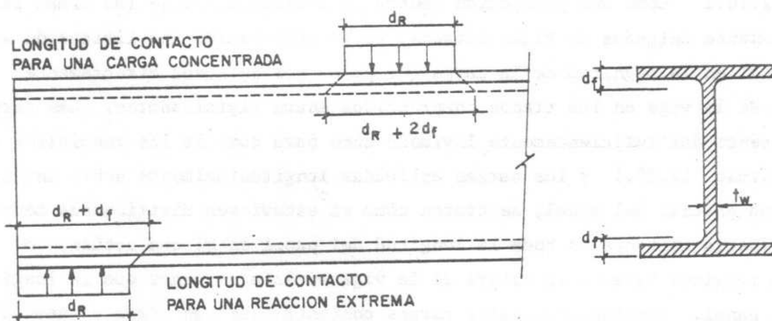


FIGURA C-12.5. LONGITUDES PARA VERIFICAR EL APLASTAMIENTO LOCAL DEL ALMA EN VIGAS SIN RIDIGIZADORES TRANSVERSALES DE SOPORTE

considerando la resistencia al pandeo elástico de la plancha del alma sometida a cargas en el borde, Ref. 12.11. La carga es resistida en parte por una acción de columna y en parte por una plancha rigidizada intermitentemente en la dirección de las cargas aplicadas. En el caso de vigas armadas remachadas estas fórmulas son probablemente muy conservadoras, ya que desprecian la capacidad a flexión que pueden tener los ángulos de las alas al trabajar como vigas entre rigidizadores adyacentes, lo que ayuda a soportar las cargas.

C-12.11 RESTRICCIONES ROTACIONALES EN LAS SECCIONES DE LOS APOYOS

Las vigas esbeltas que se apoyan sobre la parte superior de las columnas y están soportadas lateralmente sólo en el plano de sus alas superiores, pueden volverse inestables a causa de la flexibilidad de la columna. A menos que se provea soporte lateral para el ala inferior, sea mediante arriostramiento o por continuidad en la conexión viga-columna, el desplazamiento lateral de la parte superior de la columna, acompañado por una rotación de la viga alrededor de su eje longitudinal, puede producir el colapso de la estructura.

REFERENCIAS

12.1 - Blodgett, O.W. "Design of Welded Structures". The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, Ohio, 1966, 826 págs.

12.2 - Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales. "Normas para el Cálculo de Edificios 1947". Capítulo 3 - Construcciones de Acero. Ministerio de Obras Públicas, Caracas, 1948, págs. 37 - 75.

12.3 - Joint ASCE-AASHO Committee on Flexural Members, Subcommittee 1 on Hybrid Beams and Girders. "Design of Hybrid Steel Beams" . Journal of the Structural Division, Vol. 94, N° ST6, ASCE, Junio 1968, págs. 1397 - 1426.

12.4 - Bresler, B.; Lin, T.Y. y Scalzi, J.B. "Diseño de Estructuras de Acero". Limusa - Wiley, Méjico, 1970, 926 págs.

12.5 - Gaylord, E.H. y Gaylord, C.N. "Design of Steel Structures". 2a. ed., Mc Graw-Hill Kogakusha Ltd., Tokio, 1972, 663 págs.

12.6 - Mc Guire, W. "Steel Structures". Prentice-Hall Inc., New Jersey, 1968, 1112 págs.

12.7 - Kuzmanović, B.O. y Willems, N. "Steel Design for Structural Engineers". Prentice-Hall Inc., New Jersey, 1977, 509 págs.

12.8 - Basler, K. "Strength of Plate Girders in Shear". Journal of the Structural Division, Vol. 87, N° ST7, ASCE, Octubre 1961, págs. 151 - 197.

12.9 - Basler, K.; Yen, B.T.; Mueller, J.A y Thürlimann, B. "Web Buckling Tests on Welded Plate Girders". Bulletin N° 64, Welding Research Council, New York, Septiembre 1960.

12.10 - Basler, K. "Strength of Plate Girders Under Combined Bending and Shear". Journal of the Structural Division, Vol. 87, N° ST7, ASCE, Octubre 1961, págs. 181 - 197.

12.11 - Basler, K. "New Provisions for Plate Girder Design". Proceedings AISC National Engineering Conference, Appendix C., 1961.

CAPITULO C-13 CONSTRUCCIONES MIXTAS DE ACERO Y CONCRETO

Este Capítulo 13 corresponde enteramente a la Sección 1.11 de las Normas AISC 1975.

C-13.1 DEFINICIÓN

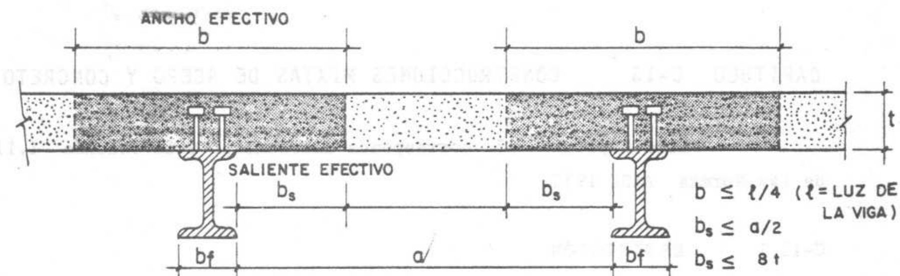
Estas Normas abarcan únicamente las vigas de acero que soportan placas de concreto. Se utiliza el calificativo empleado internacionalmente de "mixto" como el más adecuado para designar este tipo de construcciones en lugar del término "compuesto", reservado para los miembros tratados en el Capítulo 19. Para el diseño de las columnas mixtas véase el Capítulo 10 de las normas de Concreto Armado COVENIN-MINDUR 1753, Ref. 13.1.

Cuando las dimensiones de una placa de concreto apoyada sobre vigas de acero son tales que la placa puede servir efectivamente como el ala de una viga mixta de sección Te, y cuando el concreto y el acero se mantienen adheridos adecuadamente de manera de actuar como una sola unidad, la viga puede dimensionarse bajo la hipótesis de una acción mixta. En la Figura C-13.1 se muestran los anchos efectivos de la placa de concreto.

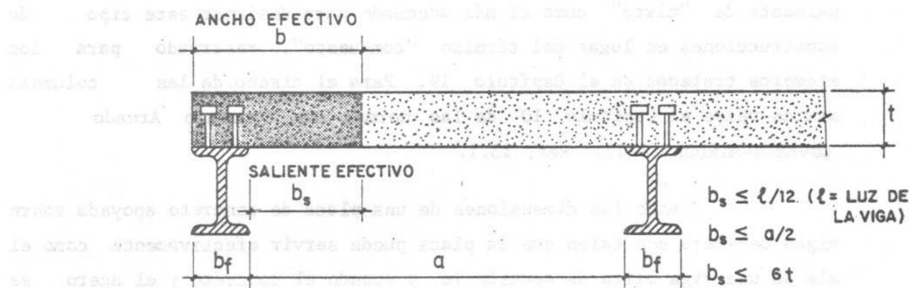
En estas Normas se reconocen dos casos: las vigas de acero totalmente embutidas en el concreto, las cuales dependen de la adherencia natural para la interacción con éste, y las vigas de acero ancladas mecánicamente a la placa mediante conectores de corte, las cuales no tienen que estar embutidas. Véase la Figura C-13.2.

C-13.2 HIPÓTESIS DE DISEÑO

A menos que se utilicen apuntalamientos temporales, las vigas embutidas en el concreto e interconectadas solamente mediante la adherencia natural, deben dimensionarse para soportar todas las cargas permanentes sin la ayuda del concreto y, adicionalmente, las cargas variables sobrepuestas considerando la acción mixta, sin exceder la tensión admisible

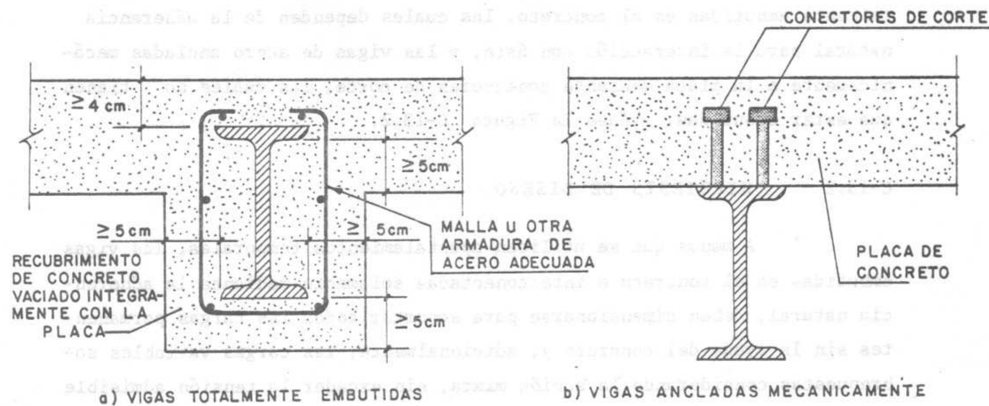


a) PLACA EXTENDIDA A AMBOS LADOS DE LA VIGA



b) PLACA EXTENDIDA A UN SOLO LADO DE LA VIGA

FIGURA C-13.1. ANCHOS EFECTIVOS DE LA PLACA DE CONCRETO EN CONSTRUCCIONES MIXTAS



a) VIGAS TOTALMENTE EMBUTIDAS   b) VIGAS ANCLADAS MECANICAMENTE

FIGURA C-13.2. TIPOS DE CONSTRUCCIONES MIXTAS

en flexión para el acero establecida en el Artículo 7.1.

Puesto que las secciones de acero embutidas completamente dentro del concreto están restringidas contra el pandeo local y el lateral, puede utilizarse en este caso una tensión admisible de $0.66 F_y$ en lugar de $0.60 F_y$.

El requisito alternativo que permite utilizar una tensión de $0.76 F_y$ para diseñar las vigas completamente embutidas, dimensionándolas de manera que resistan todas las cargas sin la ayuda del concreto, refleja una práctica común en la ingeniería cuando se desea eliminar el cálculo de las propiedades de las secciones mixtas.

En la Ref. 13.4 se encuentran las fórmulas y un algoritmo directo para el cálculo automatizado de las propiedades de secciones arbitrarias.

En conformidad con las recomendaciones dadas en la Ref. 13.2, cuando se utilizan conectores de corte para obtener la acción mixta se puede suponer esta acción, dentro de ciertos límites, al dimensionar la viga para los momentos producidos por las cargas permanentes y variables, aún para construcciones no apuntaladas. Esta liberalización de los requisitos está fundamentada en un concepto de la resistencia de agotamiento, aunque el dimensionado del miembro esté basado en el módulo de sección elástico de la sección transformada.

A fin de que la máxima tensión por flexión en la viga de acero sometida a cargas de servicio esté bastante por debajo del nivel de cedencia inicial, independientemente de la relación entre los momentos por cargas variables y permanentes, el módulo de sección del área transformada de la sección mixta, referido a la fibra extrema en tracción, se limita en las construcciones sin apuntalamientos al módulo de sección de la viga de acero multiplicado por el factor $(1.35 + 0.35\ M_v/M_p)$, véase la Fórmula (3) de la Ref. 13.2.

Por otra parte, el requisito de que la tensión flectora en la placa de concreto, debida a la acción mixta real, sea calculada en base al módulo de sección transformado real y se limite a la tensión de servicio aceptada generalmente como admisible, se hace necesario para evitar el uso de proporciones placa-viga excesivamente conservadoras.

Las investigaciones realizadas en la Universidad de Lehigh, Ref. 13.3, han demostrado que para una viga de acero y una placa de concreto dadas, el incremento de la resistencia a flexión intermedio entre la acción mixta nula y la acción mixta total, es directamente proporcional a la resistencia al corte desarrollada entre el acero y el concreto, es decir, al número de conectores de corte provistos entre estos límites. A veces puede no ser factible, o ni siquiera necesario, suministrar la acción mixta total, por lo que estas Normas reconocen dos condiciones: la acción mixta total y la parcial.

En los casos donde la fuerza cortante total V'_h desarrollada entre el acero y el concreto a cada lado de la sección de momento máximo es menor que V_h, puede utilizarse la Fórmula (13-1) para deducir un módulo de sección efectivo S_{ef}, que tenga un valor menor que el módulo de sección para una acción mixta completamente efectiva S_{tr}, pero mayor que el correspondiente a la viga de acero sola.

C-13.4 CONECTORES DE CORTE

En investigaciones experimentales, las vigas mixtas en las cuales se varió la separación longitudinal de los conectores de corte de acuerdo a la magnitud de la fuerza cortante estática, y las vigas gemelas en donde los conectores requeridos se distanciaron uniformemente, han mostrado la misma resistencia de agotamiento y la misma magnitud de la flecha ante las cargas de servicio usuales. Solamente se necesita una pequeña deformación en el concreto y en los conectores de corte más fuertemente tensionados, para redistribuir la fuerza cortante horizontal a los otros conectores de corte menos tensionados. La consideración importante es que el número total de conectores colocados a cada lado de la sección

de momento máximo sea suficiente para desarrollar la acción mixta con la cual se cuenta en esa sección. Los requisitos de estas Normas se basan en este concepto de acción mixta.

Generalmente los conectores de corte requeridos pueden separarse uniformemente en la distancia comprendida entre las secciones de momento máximo y momento nulo, véase la Ref. 13.3. Sin embargo, ciertas disposiciones de cargas pueden producir una condición donde se requiera una separación menor en una parte de esa distancia, como se ilustra en el siguiente ejemplo.

Considérese una viga simplemente apoyada con carga uniforme, que necesita soportar también dos cargas concentradas iguales dispuestas simétricamente respecto al centro de la luz, de tal magnitud que el momento en las secciones bajo las cargas concentradas sea tan sólo un poco menor que el momento máximo en el centro de la luz. El número de conectores de corte n_2 requerido entre cada extremo de la viga y la carga concentrada adyacente sería solamente algo menor que el número n_1 que se requiere entre cada extremo y el centro de la luz. La Fórmula (13-7) se incluye como una verificación para determinar si el número de conectores n_1 necesarios para desarrollar el momento máximo $M_{máx}$, en el caso de que se separaran uniformemente, proveería el número de conectores n_2 requeridos entre una de las cargas concentradas y la sección de momento nulo más cercana. Esta fórmula se basa en el requisito de que

$$\frac{S_{ef}}{S_{tr}} = \frac{M}{M_{máx}}$$

donde:

$0 < M < M_{máx}$

S_{ef} = módulo de sección correspondiente a la magnitud mínima de la acción mixta parcial que se requiere en la sección sometida al momento M;

$$\frac{V'_h}{V_h} = \frac{n_2}{n_1}$$

Al calcular el módulo de sección en las secciones de momento negativo máximo pueden incluirse la contribución de los aceros de refuerzo paralelos a la viga de acero que estén dentro del ancho efectivo de la placa, siempre que tal refuerzo esté anclado adecuadamente más allá de la zona de momentos negativos. Sin embargo, se requieren suficientes conectores de corte para transferir desde la placa a la viga de acero la mitad de la resistencia de agotamiento a tracción de dicho refuerzo.

Los valores de la fuerza cortante admisible para diversos tipos de conectores de corte están basados en un factor de seguridad aproximadamente igual a 2.50 respecto a su resistencia de agotamiento real. Los valores admisibles correspondientes a concretos fabricados con agregados que no cumplen la norma COVENIN 277 y a otros tipos de conectores no incluidos en la Tabla 13.4, deben establecerse mediante un programa adecuado de ensayos.

Los valores V_{ac} de la fuerza cortante admisible para cada conector dados en la Tabla 13.4 no deben ser utilizados cuando el número de conectores requeridos se calcula mediante el parámetro VQ/I, donde V es la fuerza cortante total en cualquier sección transversal dada. De lo contrario, podría resultar que se proveyese menos de la mitad del número requerido por las fuerzas cortantes calculadas con las Fórmulas (13-3) o (13-4) y (13-5).

Los espárragos soldados no localizados directamente sobre el alma de las vigas tienden a desprenderse de las alas delgadas antes de alcanzar su plena capacidad de resistencia al corte. Para protegerse de esta contingencia, se limita el diámetro de los espárragos no colocados sobre el alma de la viga a un valor no superior a 2.5 veces el espesor del ala.

REFERENCIAS

13.1 - Comisión Venezolana de Normas Industriales - Ministerio del Desarrollo Urbano. "Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones, Análisis y Diseño". COVENIN-MINDUR 1753-81, dos volúmenes. 657 págs.

13.2 - Joint ASCE - ACI Committee on Composite Construction. "Tentative Recommendations for the Design and Construction of Composite Beams and Girders for Buildings". Journal of the Structural Division, Vol. 86, N° ST12, ASCE, Diciembre 1960, págs. 73 - 92.

13.3 - Slutter, R. G. y Driscoll, G. C. "Flexural Strength of Steel - Concrete Composite Beams". Journal of the Structural Division, Vol. 91, N° ST2, ASCE, Abril 1965, págs. 71 - 99.

13.4 - Marín, Joaquín. "Computing Unidimensional Normal Stress Resultants". Journal of the Structural Division, Vol. 106, N° ST1, ASCE, Enero 1980, págs. 233-245. "Cálculo de Resultantes de Tensiones Normales Unidimensionales". Boletín Técnico del IMME N° 66, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, enero-junio 1980, págs. 149 - 179.

CAPITULO C-14 CONTROL DE LAS CONDICIONES DE SERVICIO

Como se suele presentar en la mayoría de normas, en este Capítulo 14 se agrupan las especificaciones para controlar un buen comportamiento bajo las condiciones de servicio previstas en el diseño, las cuales corresponden a las Secciones 1.13, 1.19 y 1.20 de las Normas AISC 1975. Adicionalmente se incluye un nuevo Artículo 14.6 sobre protección contra incendios, tema vital no mencionado en las normas de acero más famosas.

No es fácil fijar los requisitos que debe satisfacer una estructura para que trabaje adecuadamente en condiciones de servicio, debido a las numerosas variables, muchas de ellas difíciles de evaluar, que intervienen en el problema, siendo ésta una de las áreas que actualmente necesita más investigación en la ingeniería estructural. El fijar flechas y vibraciones tolerables, por ejemplo, requiere considerar las finalidades de la construcción, las posibles interferencias con el funcionamiento de equipos e instalaciones y las molestias físicas o sicológicas a sus ocupantes. Otros problemas importantes, como la corrosión, requieren ser tomados en cuenta con medios efectivos de protección que logren minimizar los daños y garantizar una durabilidad adecuada de la estructura. En relación al problema de la corrosión, tampoco explícito en los códigos, véase las Referencias 14.1, 14.2, 14.23 y 14.24.

C-14.1 FLECHAS

Aunque algunas veces un buen diseño se rige por consideraciones de deformaciones y no de tensiones, no hay una escala única que permita establecer los límites tolerables de las deformaciones. Las limitaciones que se imponen con frecuencia a la flexibilidad de las estructuras suelen ser dictadas por la naturaleza de los elementos no estructurales de la construcción, tales como paredes frisadas y recubrimientos de techos, más que por consideraciones de comodidad y seguridad de sus ocupantes. No sólo estas limitaciones varían con el tipo de miembro, sino que también la solución más satisfactoria depende del buen criterio de ingenieros calificados. Las reglas que siguen se sugieren únicamente como una guía:

1. Cuando sea posible, la relación entre la altura de las vigas de piso que trabajen a las tensiones máximas admisibles respecto a su luz no debe ser menor de $F_y/56000$. Si se utilizan miembros de menor altura, las tensiones admisibles en flexión deberán reducirse en la misma proporción en que la altura decrece con respecto a la correspondiente a la relación anterior.

2. De ser posible, en los techos la relación entre la altura de las vigas y correas que trabajen a las tensiones máximas admisibles respecto a su luz no debe ser menor de $F_y/70000$, excepto cuando los techos sean horizontales.

Otras normas establecen criterios más detallados respecto a las flechas tolerables. Particularmente la norma canadiense, Ref. 14.3, sugiere que en ausencia de otros criterios justificados racionalmente se pueden adoptar los valores recomendados en la Tabla C-14.1.

C-14.2 CONTRAFLECHAS

La contraflecha que se da a los miembros en flexión para evitar que parezcan estar colgados, o para que al cargarse igualen las cotas de componentes adyacentes del edificio, se consigue de varias maneras diferentes. Cuando se trata de celosías y vigas armadas, la curvatura deseada puede obtenerse al montar las partes componentes que las forman. En el caso de vigas laminadas, dentro de ciertos límites, las contraflechas deseadas pueden darse en frío en la planta de laminación.

Con frecuencia se utiliza la aplicación local de calor como un medio de enderezar o dar contraflechas tanto a las vigas laminadas como a las armadas. El método depende de la contracción final que se produce en las zonas calentadas. Se deben calentar solamente aquellas zonas situadas en el lado del miembro que estaría sujeto a compresión si se diese la contraflecha en frío, hasta una temperatura suficiente para que el metal se expanda hacia afuera a causa de las restricciones que le imponen las zonas

no calentadas circundantes, lo que ocasiona una contracción al enfriarse el miembro.

Aunque se puede controlar con buena precisión la curvatura final de la contraflecha producida por cualquiera de los procedimientos mencionados, deben admitirse ciertas tolerancias para cubrir errores inevitables en la mano de obra y cambios de forma permanentes producidos por el manejo de las piezas.

C-14.3 VIBRACIONES

Cuando el criterio para limitar los movimientos de la estructura está orientado hacia la comodidad de las personas que ocupan el edificio, como sucede cuando hay vibraciones perceptibles, el límite de las amplitudes tolerables depende tanto de la frecuencia de las vibraciones como del efecto de amortiguamiento proporcionado por los elementos, estructurales o no, que forman la construcción. Si las vibraciones son producidas por máquinas en funcionamiento, éstas deben aislarse mediante elementos efectivos de amortiguamiento o utilizando fundaciones independientes.

La altura de las vigas de acero que soportan grandes áreas abiertas, libres de tabiques divisorios u otras fuentes de amortiguamiento, no deberá ser menor de $\ell/20$, a fin de reducir a un mínimo las vibraciones transitorias perceptibles ocasionadas por el tránsito de personas.

En las normas canadienses, Ref. 14.3, los requisitos para considerar las vibraciones en las estructuras son tratados con cierto detalle.

C-14.4 AGUAS ESTANCADAS

La cantidad de agua retenida en un techo horizontal a causa de las flechas de la estructura de acero que lo soporta depende de su flexibilidad. En casos extremos de muy poca rigidez, el peso acumulado del agua puede ocasionar un colapso. Cuando sea necesario investigar este problema, hay que realizar un análisis racional del sistema de techo, encontrándose

en la Sección 1.13.3 de las Normas AISC 1975 un procedimiento aproximado recomendable para este fin.

C-14.5 CAMBIOS DE TEMPERATURA

Como sucede en las flechas, el control satisfactorio de las dilataciones y contracciones no puede reducirse a unas cuantas reglas sencillas, sino que depende principalmente del buen criterio de ingenieros calificados. El problema es más serio en los edificios con cerramientos constituídos por paredes de mampostería que en aquéllos donde las paredes están formadas por unidades prefabricadas.

El dividir totalmente la estructura en varias partes separadas mediante juntas de dilatación ampliamente distanciadas, es en general más satisfactorio que usar dispositivos menos separados que dependen del deslizamiento de las partes en contacto, y suele ser menos costoso que emplear otros dispositivos más eficientes y complicados, como los compuestos por balancines o rodillos.

En la Ref. 14.4 se encuentran algunos criterios necesarios para considerar los cambios de temperatura en las estructuras.

C-14.6 PROTECCIÓN CONTRA INCENDIOS

El fuego es un accidente de mucha importancia en las estructuras de acero, las cuales han de diseñarse para resistir sus efectos durante un tiempo especificado de incendio, a fin de disminuir los riesgos para los ocupantes del edificio. Particularmente, los edificios altos requieren sistemas de protección cuidadosamente estudiados, lo cual incide apreciablemente en el costo de la estructura. El establecimiento de una reglamentación para proteger las estructuras contra el fuego escapa a los objetivos de estas Normas, por lo que se sugiere consultar las Referencias 14.5 a 14.22, las cuales tratan el problema ampliamente y desde varios puntos de vista.

TABLA C-14.1 Valores máximos recomendados de las flechas debidas a las cargas variables y de viento especificadas en el diseño, según la Ref. 14.3.[1]

Edificación	Tipo de Flecha	Tipo de Carga	Tipo de Miembro	Flecha Recomendada
EDIFICIOS INDUSTRIALES	Vertical	Variable	Tramos de miembros que soportan techos con recubrimientos no flexibles	$\ell/240$
		Variable	Tramos de miembros que soportan techos con recubrimientos flexibles	$\ell/180$
		Variable	Tramos de miembros que soportan pisos	$\ell/300$
		Máxima por rueda, sin impacto	Tramos de vigas para grúas móviles con capacidad igual o mayor a 25 ton	$\ell/800$
		Máxima por rueda, sin impacto	Tramos de vigas para grúas móviles con capacidad menor de 25 ton	$\ell/600$
	Lateral	Fuerzas laterales de grúas	Tramos de vigas que soportan grúas móviles	$\ell/600$
		Fuerzas laterales de grúas o viento	Columnas[2] (desplazamiento total de su parte superior)	L/400 a L/200
OTROS EDIFICIOS	Vertical	Variable	Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados susceptibles de agrietarse	$\ell/360$
		Variable	Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados no susceptibles de agrietarse	$\ell/300$

(Continúa)

TABLA C-14.1 Valores máximos recomendados de las flechas debidas a las cargas variables y de viento especificadas en el diseño, según la Ref. 14.3 (Continuación).[1]

Edificación	Tipo de Flecha	Tipo de Carga	Tipo de Miembro	Flecha Recomendada
OTROS EDIFICIOS	Lateral	Viento	Pisos (desplazamiento total debido a todos los efectos)	L/400
		Viento	Pisos (desplazamiento relativo entre dos pisos consecutivos) con revestimientos metálicos y tabiques sin precauciones especiales para permitir deformaciones de la estructura	ℓ/500
		Viento	El mismo caso anterior, pero en pisos con precauciones especiales para permitir deformaciones de la estructura	ℓ/400

1 En vista de que algunos materiales incrementan la rigidez de la estructura de acero, la carga de viento para el cálculo de las flechas laterales puede disminuirse algo respecto a la del viento de diseño utilizado en los cálculos de resistencia y estabilidad. Los elementos no estructurales más comunes que contribuyen a la rigidez de un edificio son las paredes de mampostería, ciertos tipos de muros-cortina y los revestimientos de concreto alrededor de los miembros de acero. La máxima reducción sugerida es de un 15 por ciento. En estructuras altas y esbeltas, cuya altura sea más de cuatro veces su ancho, se recomienda que los efectos del viento sean determinados por medio de un análisis dinámico o mediante ensayos en un túnel de viento.

2 El desplazamiento total admisible en la parte superior de los edificios industriales varía considerablemente, dependiendo de factores tales como la construcción de paredes, la altura del edificio, los efectos del desplazamiento en la operación de las grúas, etc.. Cuando la operación de la grúa es sensible a los movimientos laterales puede requerirse una flecha lateral tolerable menor de ℓ/400.

REFERENCIAS

14.1 - Steel Structures Painting Council. "Steel Structures Painting Manual. Vol. 1. Good Painting Practice". SSPC, Pittsburg, 1973, 423 págs. Véase págs. 1 - 5.

14.2 - Zignoli, V. "Construcciones Metálicas". 2 Vols., Editorial Dossat, S.A., Madrid, 1978, 2073 págs. Vol. 1, págs. 106-117.

14.3 - Canadian Standards Association. "Steel Structures for Buildings-Limit States Design". CSA Standard S16.1 - 1974, Rexdale, Ontario, 1974, 105 págs.

14.4 - Huang, L. Y. "Temperature Loads". Planning and Design of Tall Buildings, Proceedings of the 1972 ASCE - IABSE International Conference Vol. 1b, Nº 5-6, ASCE, New York, 1973, 1091 págs. Véase págs. 97-119.

14.5 - Council on Tall Buildings, Committee 8A. "Fire", Capítulo CL-4, Vol. CL, Monograph on Planning and Design of Tall Buildings, ASCE, New York, 1980, 888 págs. Véase págs. 249-390.

14.6 - International Conference of Building Officials. "Uniform Building Code. 1979 Edition". ICBO, Whittier, California, 1979, 734 págs. Véase págs. 551-598.

14.7 - American Iron and Steel Institute. "Designing Fire Protection for Steel Columns". 2a ed., AISI, 1978, 16 págs.

14.8 - American Iron and Steel Institute. "Fire Resistant Steel Frame Construction". 2a ed., AISI, 1974, 61 págs.

14.9 - American Iron and Steel Institute. "Fire Protection Through Modern Building Codes". 4a ed., AISI, 1971, 347 págs.

14.10 - American Iron and Steel Institute. "Fire Safe Structural Steel A Design Guide". AISI, 1979, 96 págs.

14.11 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Medios de Escape". COVENÍN 810 - 74, 1974.

14.12 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Guía Instructiva sobre Sistemas de Detección, Alarma y Extinción de Incendios". COVENÍN 823-74, 1974.

14.13 - Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Tablero Central de Control para Sistemas de Detección y Alarmas de Incendio". COVENIN 1041-76, 1976.

14.14 - Zignoli, V. "Construcciones Metálicas". 2 Vols., Edit. Dossat S.A., Madrid 1978, 2073 págs. Véase Vol. 1, págs. 117-124.

14.15 - Hart, F.; Henn, W. y Sontag, H. "El Atlas de la Construcción Metálica". Edit. Gustavo Gili S.A., Barcelona, 1976, 371 págs. Véase páginas 337 a 346.

14.16 - "Guide pour la Protection des Éléments de Construction en Acier contre l'Incendie". Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier, Bruselas. 1974, 222 págs.

14.17 - "Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en acier". Construction Métallique N° 4, décembre 1976. Centre Technique Industriel de la Construction Métallique, Puteaux.

14.18 - Elliot, D.A."Fire and Steel Construction. Protection of Structural Steelwork", 2a ed.. Constrado, Croydon. 1981, 51 págs.

14.19 - Bond, G. V. L. "Fire and Steel Construction - Water Cooled Hollow Columns". Constrado, Croydon. 32 págs.

14.20 - Fruitet, Louis. "Sécurité Incendie. Guide pour la Conception des Bâtiments à Structures en Acier". Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier. Paris. 1981, 285 págs.

14.21 - Law, M.; O'Brien, T. "Fire Safety of Bare External Structural Steel". Constrado, Croydon. 1981, 88 págs.

14.22 - "Moyens de Protection des Ossatures Métalliques contre l'Incendie". L'acier dans le bâtiment. Office Technique pour l'utilisation de l'acier. París. 1977, 478 págs.

14.23 - Bouillette, J. P. "Produits Sidérurgiques Français. Conditions d'Emploi des Produits. Protection de la Surface de l'Acier contre la Corrosion". 4 tomos. Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier. París. 1974 a 1981, 171 páginas.

14.24 - "Protection of Structural Steelwork from Atmospheric Corrosion". 2a ed.. Constrado, Croydon. 1980, 20 págs.

CAPITULO C-15 SECCIONES TOTALES Y NETAS

Este Capítulo 15 corresponde enteramente a la Sección 1.14 de las Normas AISC 1975.

Se llama la atención sobre el uso que en este Capítulo se da a la palabra "ancho", la cual se refiere a una de las dimensiones transversales de los elementos componentes de una sección, pudiendo corresponder tanto a su altura como a lo que tradicionalmente se denomina ancho de una sección transversal.

C-15.3 SECCIONES NETAS

Los ensayos de las Referencias 15.1 y 15.2 han indicado que cuando la relación de la sección neta respecto a la total se aproxima a la unidad, la resistencia de agotamiento a la tracción de un miembro puede ser menor que el producto de su sección neta multiplicada por la resistencia a la tracción del acero, determinada mediante los ensayos usuales de probetas. Una evaluación precisa de esta relación dependería de parámetros tales como la separación de los agujeros, medida perpendicularmente a la fuerza de tracción aplicada en función del espesor de la sección, así como de la ductilidad del acero. A la espera del resultado de más investigaciones, estas Normas establecen como límite superior de la sección neta completamente efectiva el 85 por ciento de la sección total. En la Figura C-15.1 se muestra el cálculo de las secciones netas.

C-15.6 MIEMBROS CONECTADOS CON PASADORES

Las barras forjadas conectadas con pasadores han sido reemplazadas por planchas o por barras con argollas obtenidas de planchas cortadas con soplete. Los requisitos para el dimensionamiento de las barras dados en estas Normas se basan en disposiciones que han evolucionado durante una larga experiencia con barras forjadas. Mediante una extensa serie de ensayos destructivos se ha encontrado que estos requisitos proveen diseños bien balanceados cuando las barras se obtienen cortándolas

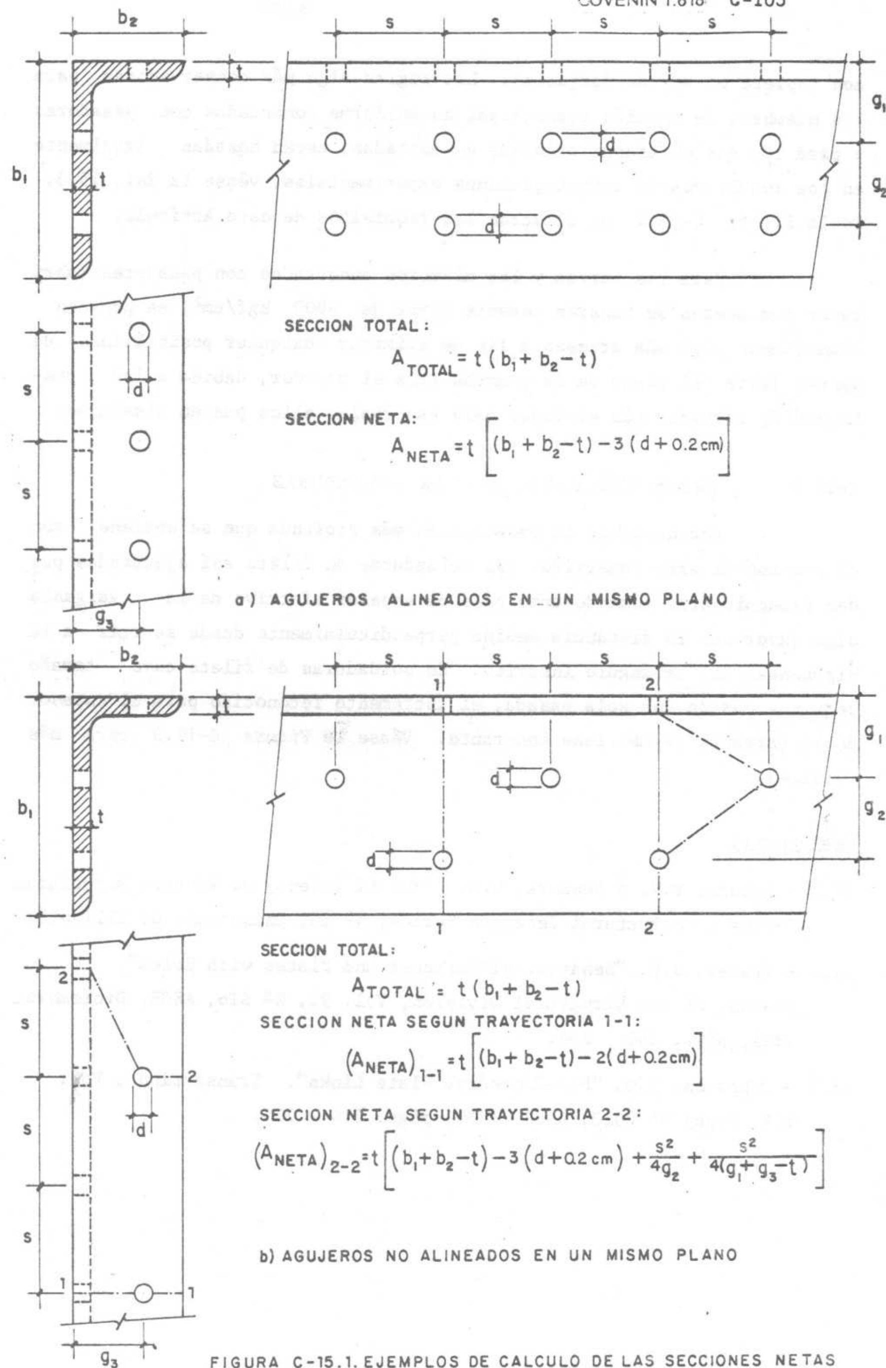


FIGURA C-15.1. EJEMPLOS DE CALCULO DE LAS SECCIONES NETAS

con soplete en vez de forjarlas. Las reglas algo más conservadoras para los miembros de sección transversal no uniforme conectados con pasadores y para los que no tienen argollas ensanchadas, están basadas igualmente en los resultados de investigaciones experimentales, véase la Ref. 15.3. En la Figura C-15.2 se ilustran los requisitos de este Artículo.

Para las barras y los miembros conectados con pasadores fabricados con aceros de tensión cedente mayor de 4900 kgf/cm^2, se proveen dimensiones algo más gruesas a fin de eliminar cualquier posibilidad de pandeo fuera del plano de la plancha tras el pasador, debido a las tensiones de servicio más elevadas para las cuales ellos pueden diseñarse.

C-15.7 AREAS EFECTIVAS DE LAS SOLDADURAS

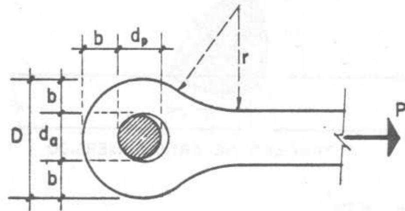
Reconociendo la penetración más profunda que se obtiene con el proceso de arco sumergido, las soldaduras de filete así ejecutadas pueden dimensionarse tomando como base un espesor efectivo de la garganta algo mayor que la distancia medida perpendicularmente desde su raíz a la hipotenusa del triángulo inscrito. En soldaduras de filete cuyo tamaño requiere más de una sola pasada, el incremento reconocido para el espesor de la garganta se mantiene constante. Véase la Figura C-15.3 para más detalles.

REFERENCIAS

15.1 - Schutz, F.W. y Newmark, N.M. "The Efficiency of Riveted Structural Joints". Structural Research Series, N° 30, University of Illinois.

15.2 - Fisher, J.W. "Behavior of Fastener and Plates with Holes". Journal of the Structural Division, Vol. 91, N° ST6, ASCE, Diciembre 1965, págs. 265 - 286.

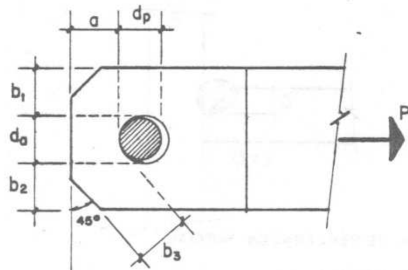
15.3 - Johnston, B.G. "Pin-Connected Plate Links". Transactions, Vol. 104, Paper N° 2023, ASCE, 1939, págs. 314 - 339.



REQUISITOS:

1. LAS BARRAS SERAN DE ESPESOR UNIFORME
2. $P/dt \leq 0.60\ F_y$
3. $P/2bt \leq 0.45\ F_y$
4. $t \geq 12\,mm$
5. $d \leq 8t$
6. $1.33\ dt \leq 2bt \leq 1.50\ dt$
7. $d_p \geq 0.9\ d$
8. $r \geq D$
9. $d_a - d_p \leq 0.8\,mm$
10. SI $F_y > 4900\ Kgf/cm^2$: $d_a \leq 5t$.

a) BARRAS CONECTADAS CON PASADORES

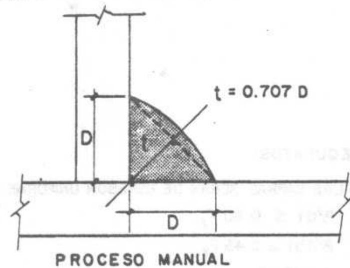


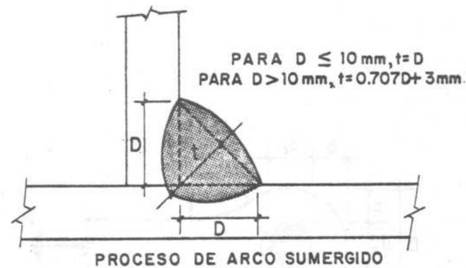
REQUISITOS:

1. EL ESPESOR NO NECESITA SER UNIFORME
2. $P/dt \leq 0.60\ F_y$
3. $P/(b_1+b_2)\,t_p \leq 0.45\ F_y$
4. $b_1 \leq 4t_p$, $b_2 \leq 4t_p$
5. $a t_p \geq 0.7\,(b_1 + b_2)\,t_p$
6. $b_3 t_p \geq a\, t_p$
7. $d_a - d_p \leq 0.8\,mm$
8. SI $F_y > 4900\ Kgf/cm^2$: $d_a \leq 5t$

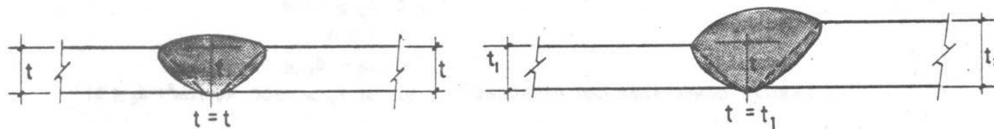
b) PLANCHAS CONECTADAS CON PASADORES

FIGURA C-15.2. ILUSTRACION DE LOS REQUISITOS PARA MIEMBROS CONECTADOS CON PASADORES

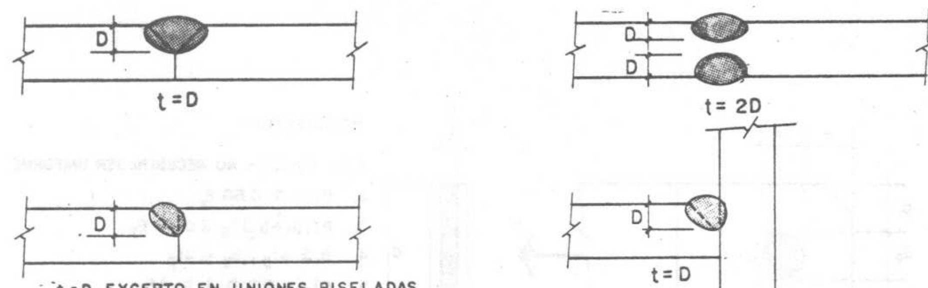




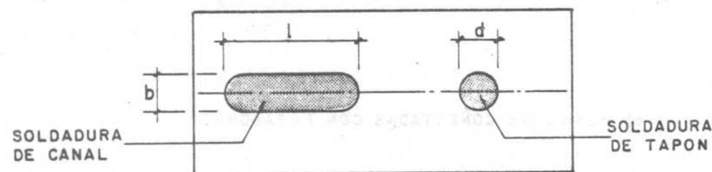
a) SOLDADURAS DE FILETE

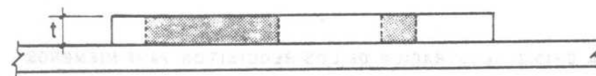


b) SOLDADURAS DE RANURA DE PENETRACION COMPLETA



c) SOLDADURAS DE RANURA DE PENETRACION PARCIAL





d) SOLDADURAS DE TAPON Y CANAL

FIGURA C-15.3. ESPESORES EFECTIVOS DE LAS SOLDADURAS

CAPITULO C-16 CONEXIONES

Este Capítulo 16 corresponde enteramente a la Sección 1.15 de las Normas AISC 1975.

C-16.3 DISPOSICIÓN DE REMACHES, PERNOS Y SOLDADURAS

Tradicionalmente se han ignorado las pequeñas excentricidades existentes entre las directrices de los miembros constituidos por uno o dos ángulos y el baricentro de los remaches o pernos que los conectan, ya que éstas tienen un efecto despreciable en la resistencia de tales miembros. Pruebas de laboratorio han demostrado que una práctica similar es válida para miembros soldados en estructuras cargadas estáticamente, véase la Ref. 16.1.

C-16.5 MIEMBROS RESTRINGIDOS

El que se requieran o nó rigidizadores transversales en el alma de un miembro, colocados frente a las alas de otros miembros conectados rígidamente a las alas de él, como se muestra en la Figura C-16.1, depende de las dimensiones de los miembros. Las Fórmulas (16-1) y (16-3) están basadas en los ensayos de la Ref. 16.2 que avalan el concepto de que, en ausencia de rigidizadores transversales, los espesores del alma y las alas del miembro A deben ser tales que estos elementos no cedan inelásticamente ante las fuerzas concentradas aplicadas por el miembro B, las cuales son iguales al producto del área del ala conectada rígidamente multiplicada por su tensión cedente.

Cuando se necesitan rigidizadores, la Fórmula (16-4) da el área requerida de éstos basándose en el mismo concepto anterior.

La Fórmula (16-2) limita la relación de esbeltez del alma no rigidizada del miembro soportante para evitar la posibilidad de que se pandee.

Puesto que los requisitos de esta Sección se fundamentan en la fuerza máxima que pueden aplicar las alas del miembro soportado, son obviamente conservadores en el caso de miembros conectados en forma menos rígida.

C-16.6 PLANCHAS DE RELLENO

Cuando una conexión se diseña como del tipo de fricción con pernos de alta resistencia, no se requiere la práctica de asegurar las planchas de relleno mediante conectores adicionales a fin de que realmente sean parte integral del elemento conectado por corte. En tales conexiones, la resistencia al deslizamiento entre el relleno y cualquiera de las partes conectadas es comparable a la que habría entre ellas si no se necesitase ningún relleno. En la Figura C-16.2 se ilustra el uso de las planchas de relleno.

C-16.10 REMACHES Y PERNOS COMBINADOS CON SOLDADURAS

En obras nuevas no se recomienda compartir las tensiones entre remaches y pernos A307 colocados en un grupo único de conectores, y tampoco debería suponerse que los pernos de alta resistencia utilizados en las conexiones de aplastamiento compartan las tensiones cortantes con soldaduras. Sin embargo, debido a la rigidez de la conexión, los pernos de alta resistencia usados en las conexiones del tipo de fricción pueden dimensionarse para trabajar conjuntamente con soldaduras al transmitir tensiones a través de las superficies en contacto, siempre que las soldaduras se efectúen después que los pernos han sido apretados.

Al hacer alteraciones a estructuras existentes, se supone que ya se habrán producido todos los deslizamientos que puedan presentarse en juntas remachadas o en conexiones de aplastamiento efectuadas con pernos de alta resistencia. Por lo tanto, en tales casos se permite el uso de soldaduras para resistir todas las tensiones previstas adicionalmente a las producidas por las cargas permanentes existentes en el momento de efectuar la alteración.

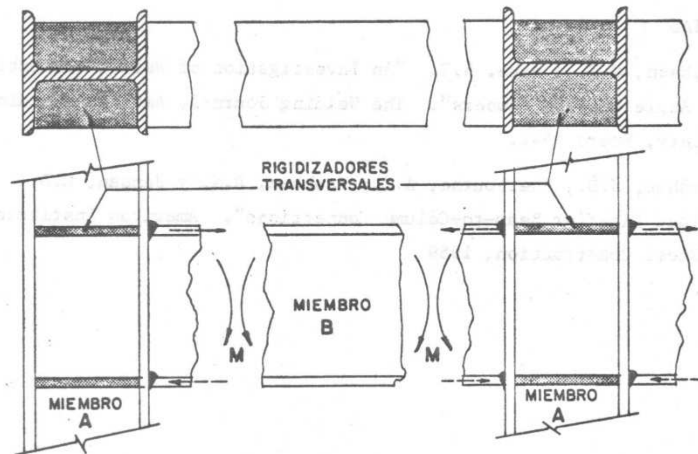


FIGURA C-16.1. DISPOSICION TIPICA DE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES

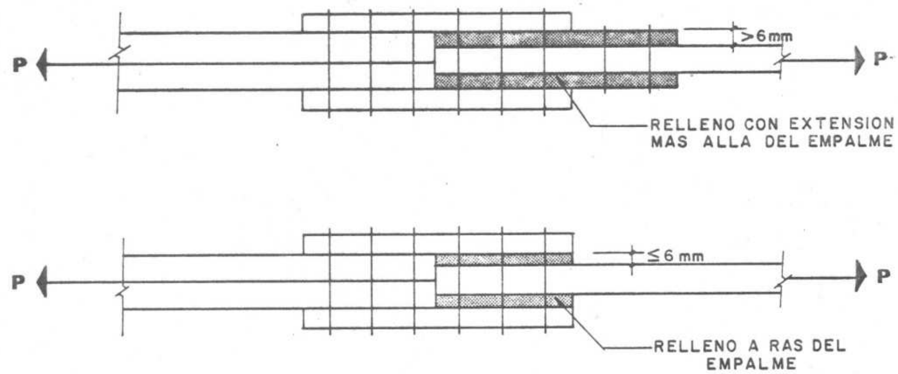


FIGURA C-16.2. ILUSTRACION DEL USO DE LAS PLANCHAS DE RELLENO

REFERENCIAS

16.1 - Gibson, G.T. y Wake, B.T. "An Investigation of Welded Connections for Angle Tension Members". The Welding Journal, American Welding Society, Enero 1942.

16.2 - Graham, J.D.; Sherbourne, A.N.; Knabbaz, R.N. y Jensen, C.D. "Welded Interior Beam-to-Column Connections". American Institute of Steel Construction, 1959.

CAPITULO C-17 REMACHES Y PERNOS

Este Capítulo 17 corresponde enteramente a la Sección 1.16 de las Normas AISC 1975. En la Figura C-17.1 se muestran algunos aspectos referentes a remaches y pernos.

C-17.3 GROSORES DE PRENSADO GRANDES

Los requisitos que establecen una disminución en las tensiones calculadas para remaches y pernos A307 que tengan un grosor de prensado grande, incrementando arbitrariamente su número en una cantidad proporcional al grosor de prensado, no se aplican para los pernos de alta resistencia. Los ensayos de la Ref. 17.1 han demostrado que la resistencia de agotamiento a fuerza cortante de los pernos de alta resistencia con un grosor de prensado de 8 o 9 veces su diámetro, no es menor que la de los pernos similares con grosores de prensado mucho más pequeños.

C-17.4 SEPARACIÓN MÍNIMA

Las recomendaciones para la distancia mínima de separación entre remaches y pernos son dictadas únicamente por la necesidad de contar con el espacio libre requerido para la operación del remachado o empernado durante su instalación.

REFERENCIA

17.1 - Bendigo, R.A.; Hansen, R.M. y Rumpf, J.L. "Long Bolted Joints". Journal of the Structural Division, Vol. 89, Nº ST6, ASCE, Diciembre 1963, págs. 187 - 213.

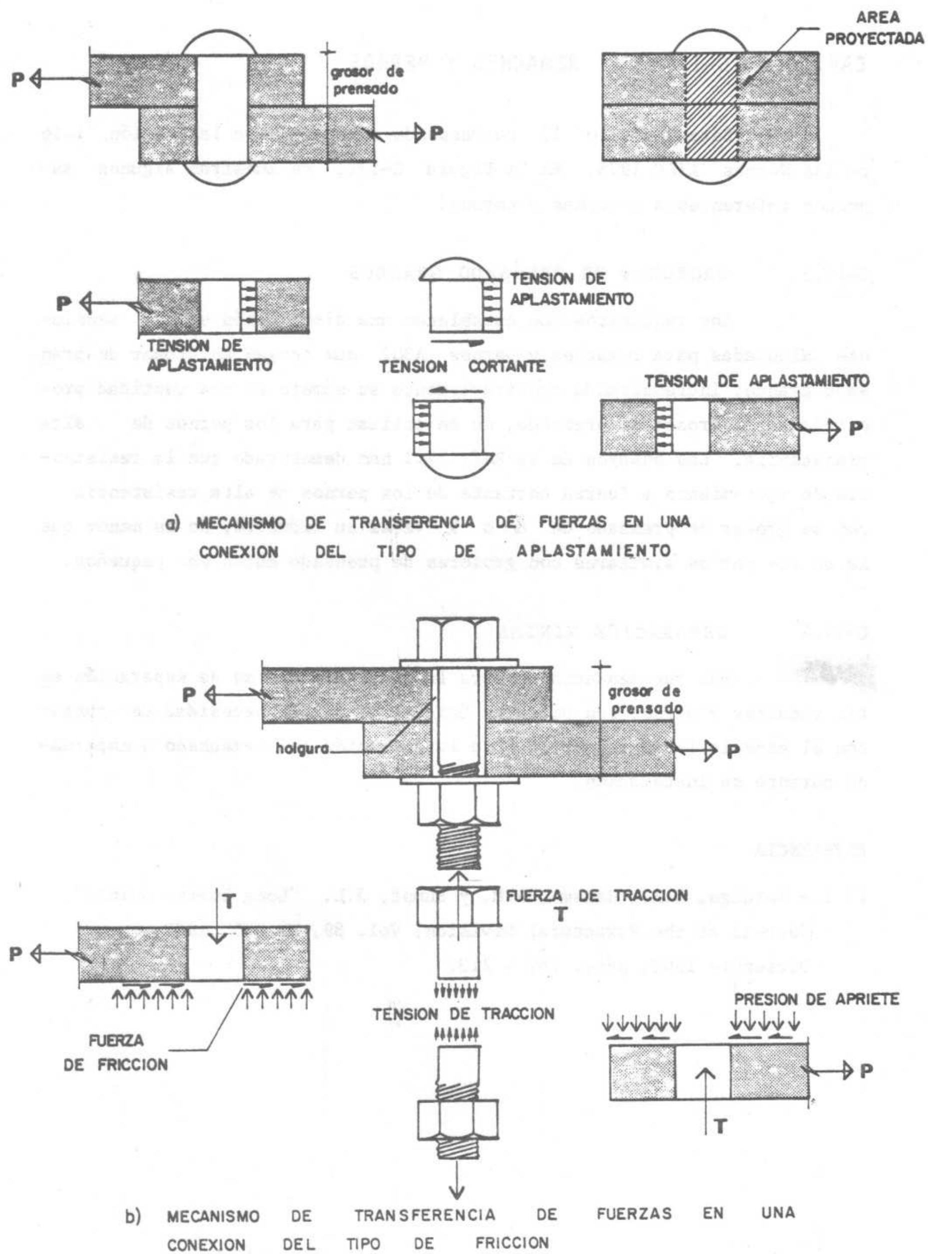


FIGURA C-17.1. ASPECTOS REFERENTES A LAS CONEXIONES CON REMACHES Y PERNOS

CAPITULO C-18 SOLDADURAS

Este Capítulo 18 corresponde enteramente a la Sección 1.17 de las Normas AISC 1975. Como una información complementaria se incluyen las Figuras C-18.1 y C-18.2 mostrando algunos detalles referentes a soldaduras.

C-18.1 REQUISITOS PARA LOS SOLDADORES

Estas especificaciones aceptan sin ningún requerimiento adicional las pruebas de capacitación que se prescriben en la Norma COVENIN 504 "Calificación de Procedimientos de Soldaduras y Soldadores" vigente.

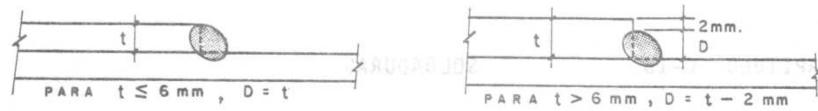
C-18.2 REQUISITOS PARA LOS DETALLES DE UNIONES Y SOLDADURAS

Estas Normas aceptan sin ningún requerimiento adicional los numerosos detalles de uniones y soldaduras ejecutados de acuerdo a las especificaciones de la Norma AWS D1.1-Rev 1-73 "Structural Welding Code" (Código para Soldaduras Estructurales) de la "American Welding Society". Se pueden utilizar otros procedimientos de soldadura, siempre que sean aprobados por el Ingeniero Inspector y sean ejecutados de acuerdo con los requisitos de la norma mencionada. Se recomiendan las Refs. 18.1 y 18.2 como dos textos fundamentales sobre las estructuras soldadas de acero. Además, en la extensa bibliografía del Capítulo C-1 de estas Normas se puede encontrar abundante información acerca de todos los aspectos de las soldaduras.

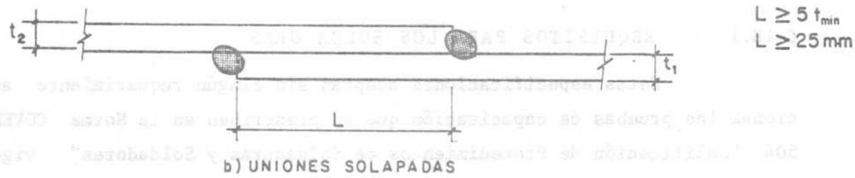
REFERENCIAS

18.1 - Blodgett, Omer W. "Design of Welded Structures". The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, Ohio, 1966, 826 págs.

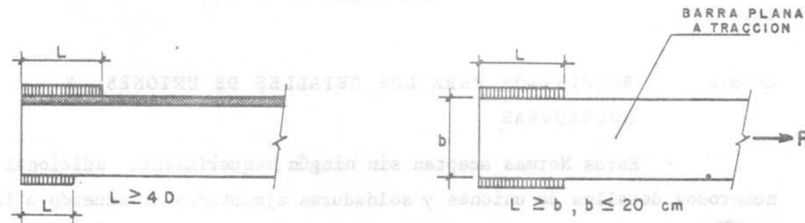
18.2 - The Lincoln Electric Company. "The Procedure Handbook of Arc Welding", 12a ed., Cleveland, Ohio, 1973, 700 págs.



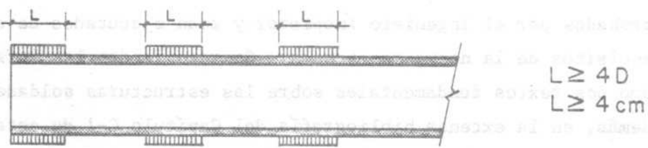
a) TAMAÑOS MAXIMOS EFECTIVOS



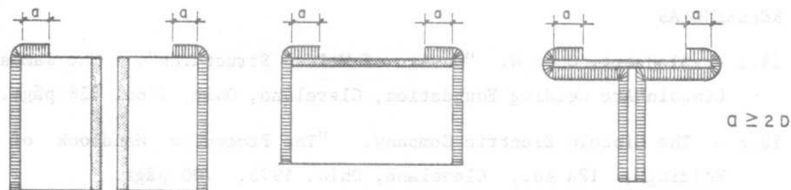
b) UNIONES SOLAPADAS



C) LONGITUD DE LAS SOLDADURAS DE FILETE

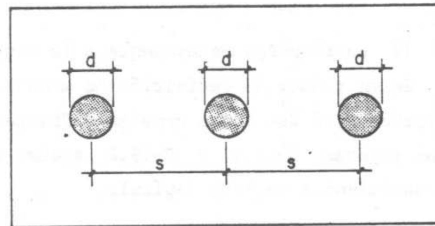


d) SOLDADURAS INTERMITENTES DE FILETE

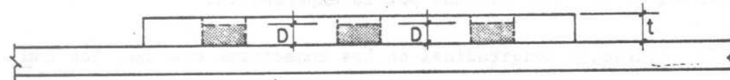


e) REMATES DE LAS SOLDADURAS DE FILETE

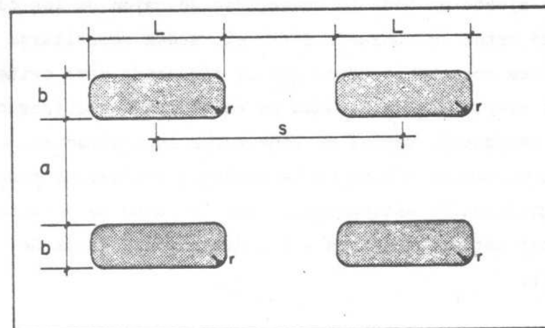
FIGURA C-18.1. REQUISITOS PARA SOLDADURAS DE FILETE



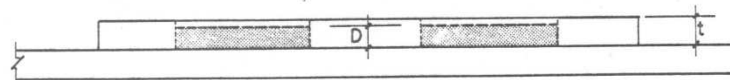
$d \geq t + 8$ mm
$d \leq 2.25\ D$
$s \geq 4d$



a) SOLDADURAS DE TAPON



$L \leq 10D$ $s \geq 2L$
$a \geq 4b$ $r \geq t$
$b \geq t + 8$ mm.
$b \leq 2.25\ D$



PARA $t \leq 16$ mm $D = t$
PARA $t > 16$ mm $D \geq t/2 \geq 16$ mm

b) SOLDADURAS DE CANAL

FIGURA C-18.2. REQUISITOS PARA SOLDADURAS DE TAPON O CANAL

CAPITULO C-19 MIEMBROS COMPUESTOS

Este Capítulo 19 corresponde enteramente a la Sección 1.18 de las Normas AISC 1975. Se introduce la definición de miembros compuestos, de los cuales se exceptúan aquí las vigas armadas definidas y tratadas en el Capítulo 12. Las Figuras C-19.1 y C-19.2 ayudan a una mejor comprensión de los requerimientos de este Capítulo.

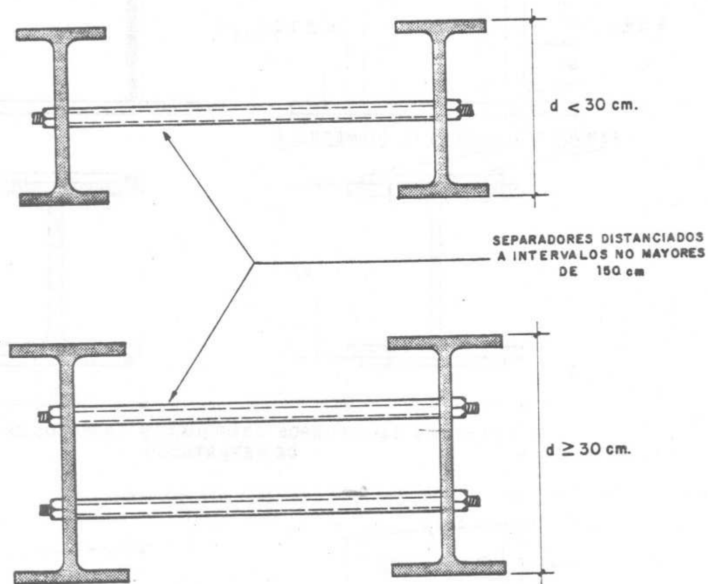
Los requisitos referentes al detallado de los miembros compuestos que no pueden establecerse en función de las tensiones calculadas se fundamentan en el criterio formado por la experiencia.

La separación longitudinal de los conectores que unen los componentes de miembros compuestos comprimidos, tiene que estar limitada de tal manera que el pandeo de los segmentos ubicados entre conectores adyacentes no ocurra bajo una carga menor que la requerida para que el miembro en conjunto alcance su resistencia de agotamiento. Sin embargo, a fin de asegurar un estrecho ajuste en toda la superficie de unión de los componentes diseñados para estar en contacto entre sí, puede necesitarse una separación máxima entre conectores menor que la requerida para evitar el pandeo local. Otras disposiciones basadas en esta última consideración, como las que dan la separación máxima de conectores intermitentes necesarios para unir los componentes separados de miembros compuestos traccionados, son de poca significación estructural. Por lo tanto se permite cierta libertad al aplicar estos requisitos a las dimensiones dadas de un miembro en particular.

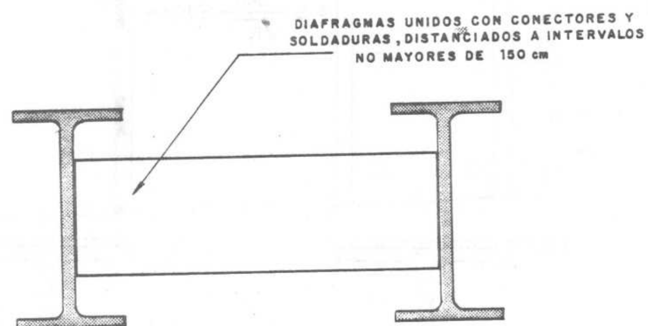
Las especificaciones que controlan el dimensionamiento de planchas de cubierta perforadas están basadas en las extensas investigaciones experimentales de la Ref. 19.1.

REFERENCIA

19.1 - Stang, A.H. y Jaffe, B.S. "Perforated Cover Plates for Steel Columns". Research Paper RP1861, National Bureau of Standards, 1948.

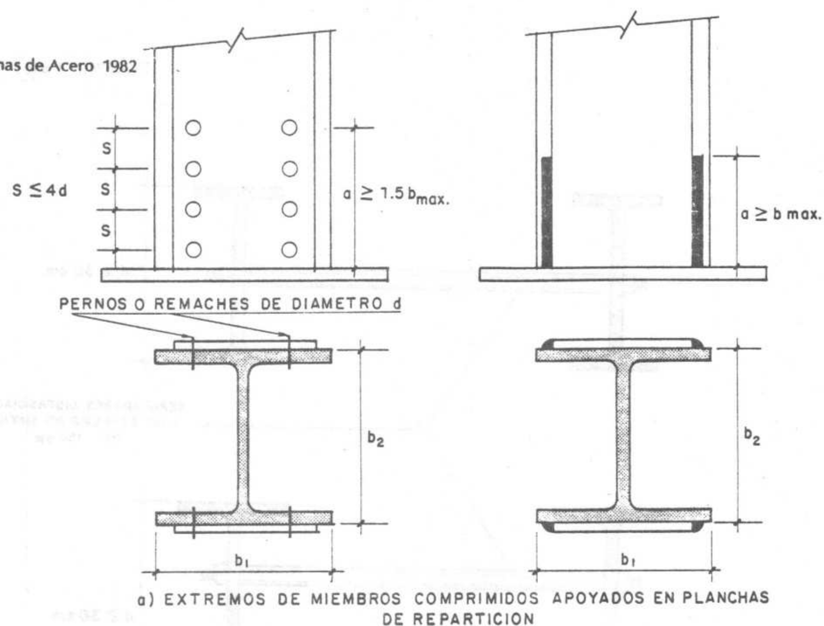


a) CASO DONDE NO SE TRANSMITEN O DISTRIBUYEN CARGAS CONCENTRADAS ENTRE LOS PERFILES COMPONENTES.

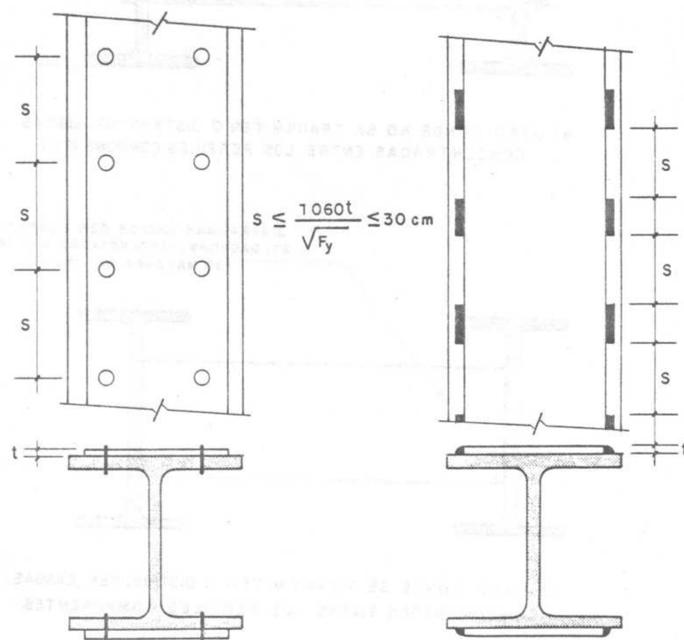


b) CASO DONDE SE TRANSMITEN O DISTRIBUYEN CARGAS CONCENTRADAS ENTRE LOS PERFILES COMPONENTES.

FIGURA C-19.1. MIEMBROS COMPUESTOS SOMETIDOS A FLEXION FORMADOS POR VIGAS Y RETICULOS EN CAJON ABIERTO

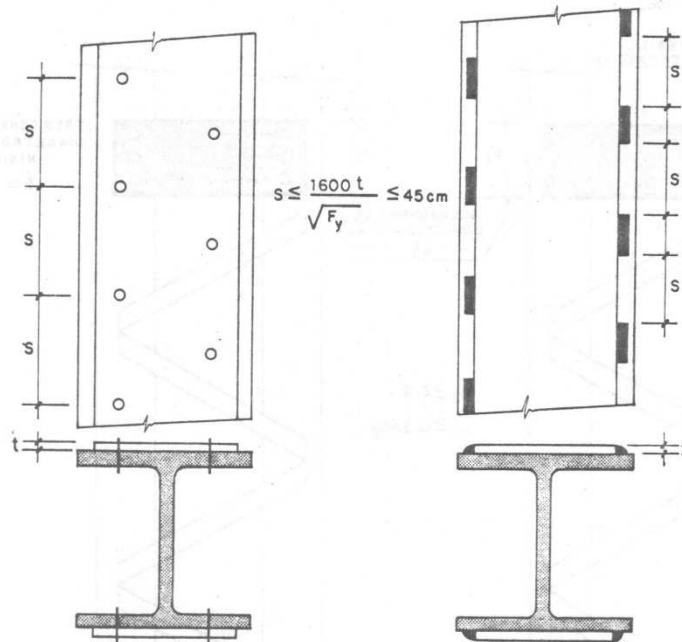


a) EXTREMOS DE MIEMBROS COMPRIMIDOS APOYADOS EN PLANCHAS DE REPARTICION

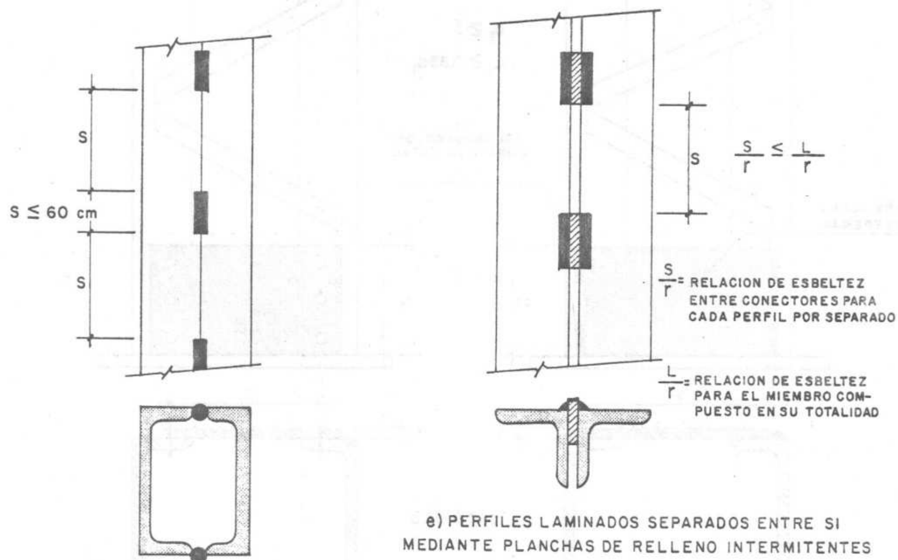


b) CONECTORES INTERMEDIOS O SOLDADURAS INTERMITENTES COLOCADOS EN UNA MISMA LINEA

FIGURA C-19.2 MIEMBROS COMPUESTOS SOMETIDOS A COMPRESION



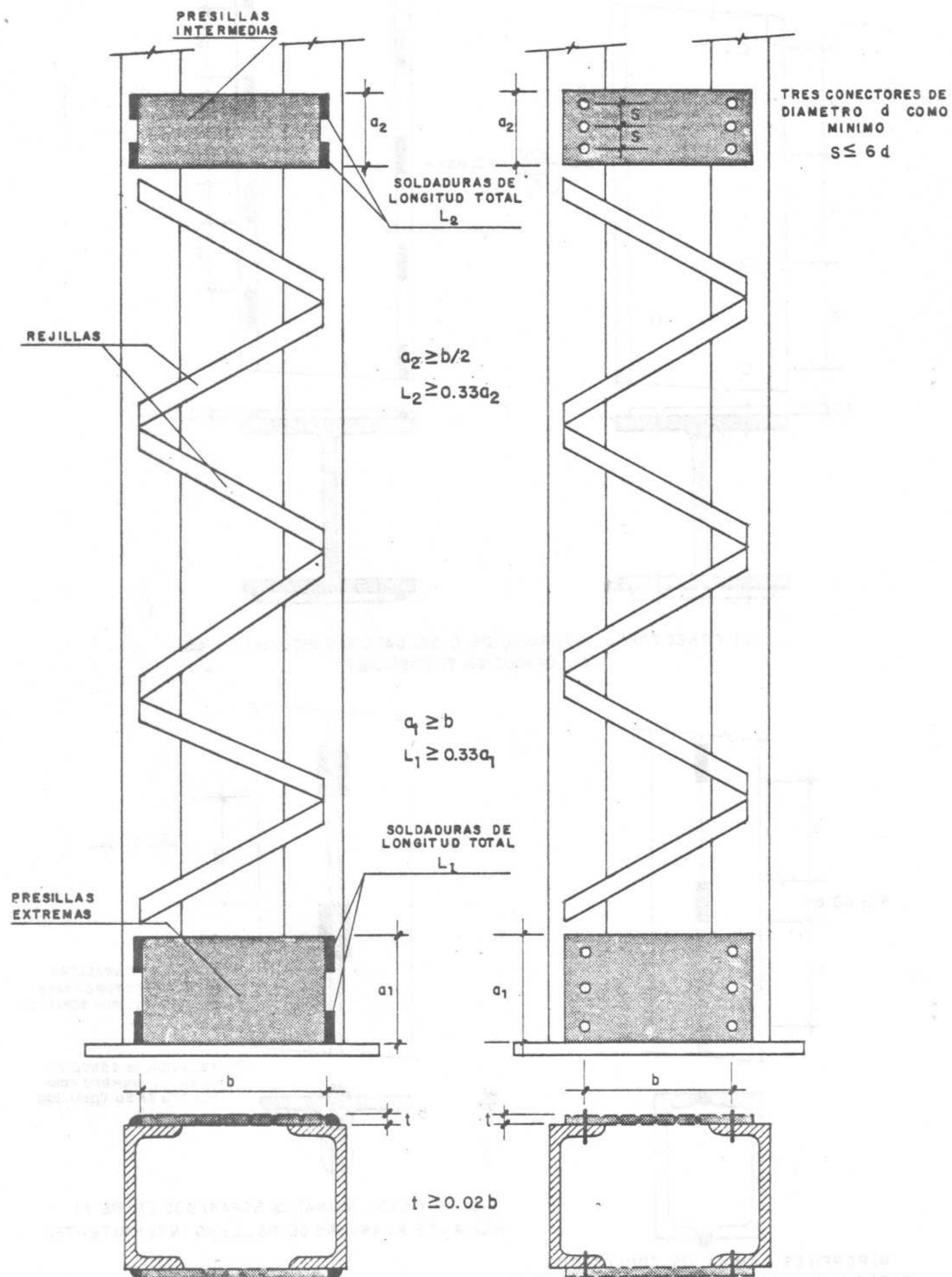
C) CONECTORES INTERMEDIOS O SOLDADURAS INTERMITENTES COLOCADOS EN TRESBOLILLO



e) PERFILES LAMINADOS SEPARADOS ENTRE SI MEDIANTE PLANCHAS DE RELLENO INTERMITENTES

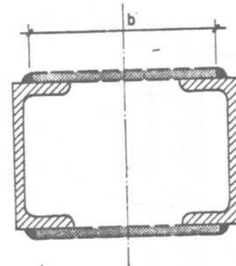
d) PERFILES LAMINADOS CONECTADOS ENTRE SI CON SOLDADURAS INTERMITENTES.

FIGURA C-19.2. MIEMBROS COMPUESTOS SOMETIDOS A COMPRESION (CONTINUACION)



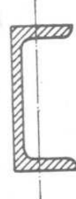
f) REQUISITOS PARA EL USO DE PRESILLAS

FIGURA C-19.2. MIEMBROS COMPUESTOS SOMETIDOS A COMPRESION (CONTINUACION)



L = LONGITUD REAL NO ARRIOSTRADA DEL MIEMBRO COMPLETO

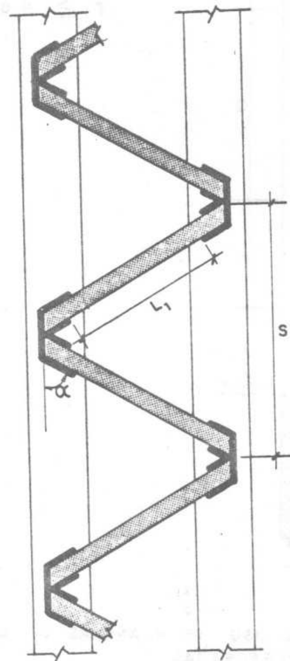
r = RADIO DE GIRO DE LA SECCION TOTAL



S = SEPARACION ENTRE REJILLAS.

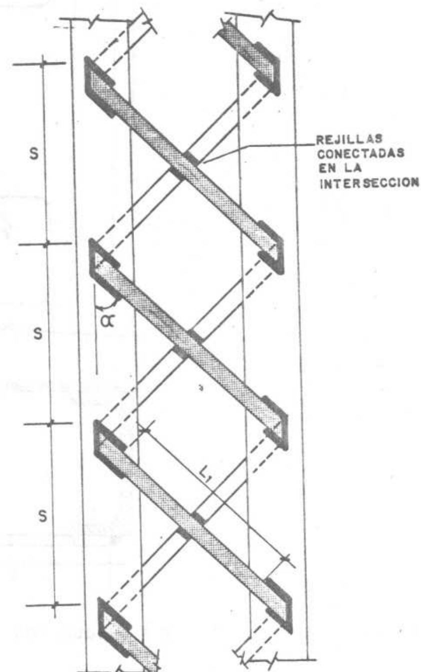
r_f = RADIO DE GIRO DE UN PERFIL INDIVIDUAL POR SEPARADO

$$\frac{S}{r_f} \leq \frac{L}{r}$$



$\frac{L_1}{r_1} \leq 140$ $L_{ef} = L_1$ $\alpha \geq 60°$

SISTEMAS DE REJILLA SENCILLA

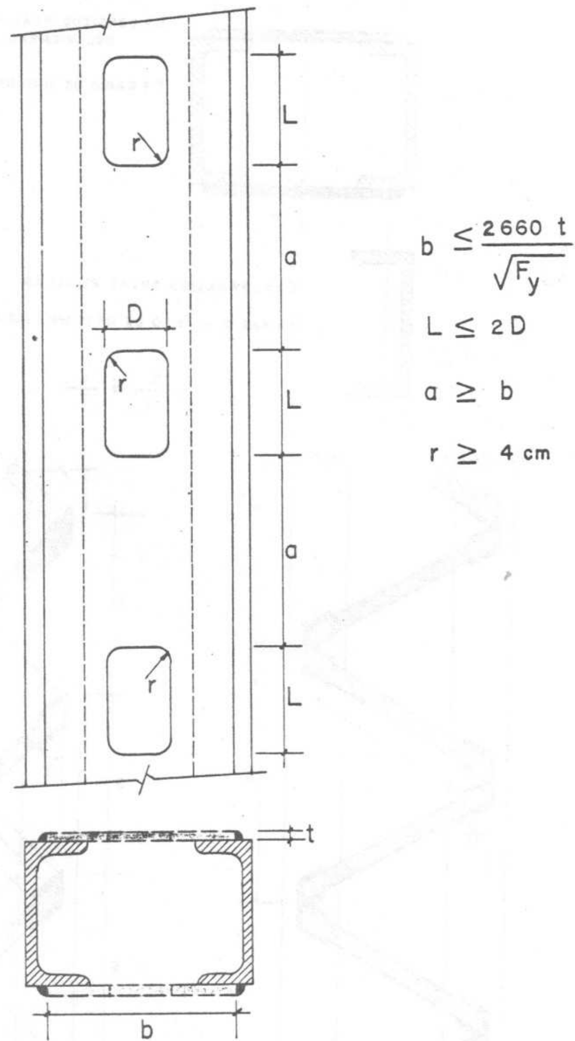


$\frac{L_1}{r_1} \leq 200$ $L_{ef} = 0.70\, L_1$ $\alpha \geq 45°$

SISTEMAS DE REJILLA DOBLE

g) REQUISITOS PARA EL USO DE REJILLAS

FIGURA C-19.2. MIEMBROS COMPUESTOS SOMETIDOS A COMPRESION (CONTINUACION)



h) REQUISITOS PARA EL USO DE PLANCHAS DE CUBIERTA PERFORADAS

FIGURA C-19.2. MIEMBROS COMPUESTOS SOMETIDOS A COMPRESION (CONTINUACION)

CAPITULO C-20 BASES DE LAS COLUMNAS

El Capítulo 20 corresponde completamente a las Secciones 1.21 y 1.22 de las Normas AISC 1975.

En las Secciones C-7.5.1 y C-7.11.3 de las normas COVENÍN-MINDUR 1755 "Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero" se encuentran recomendaciones útiles para la instalación de los pernos de anclaje así como para las tolerancias en el aplomado.

CAPITULO C-21 FABRICACION

Este Capítulo 21 corresponde enteramente a la Sección 1.23 de las Normas AISC 1975, y se complementa con las prácticas normalizadas de la Ref. 21.1. Un resumen de las actividades de la fabricación se encuentra en la Referencia 21.2.

C-21.1 CONTRAFLECHAS, CURVATURAS Y ENDEREZAMIENTOS

En los miembros de acero A514 se permite la aplicación de calor para el enderezamiento o la obtención de contraflechas, tal como se hace con los otros aceros. Sin embargo, la temperatura máxima permitida para el enderezamiento del acero A514 es de 600°C, mientras que para los otros aceros es de 650°C.

C-21.5 MONTAJE DE LAS CONSTRUCCIONES REMACHADAS O UNIDAS CON PERNOS DE ALTA RESISTENCIA

Se requiere que los pernos de alta resistencia sean apretados a su carga de prueba en el caso de los pernos A325, y a 0.7 veces su resistencia a la tracción en el caso de los pernos A490, aun cuando se utilicen en conexiones para corte del tipo de aplastamiento. El apriete puede lograrse por el método de "rotación de la tuerca", Ref. 21.3 o mediante llaves calibradas. Puesto que el utilizar pernos de alta resistencia en vez de pernos A307 implica en general un número menor de conectores y partes conectadas más rígidas, la fuerza de apriete más grande se recomienda para asegurar un asentamiento firme entre las partes conectadas.

C-21.6 CONSTRUCCIÓN SOLDADA

La variada calidad de aceros que se permite en estas Normas ha creado la necesidad de un control más preciso en las temperaturas de precalentamiento y entrepasadas cuando se suelda. Las reglas dadas reflejan las prácticas actuales indicadas en las especificaciones de la "American Welding Society".

REFERENCIAS

21.1 - Comisión Venezolana de Normas Industriales - Ministerio del Desarrollo Urbano. "Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero". COVENIN-MINDUR 1755, 1982, 99 págs. Véase los Capítulos 6 y C-6.

21.2 - "The Art of the Fabricator". Building with Steel. Vol. 8, N° 1, Constrado, Croydon. 1980.

21.3 - Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints. "Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts". AISC, 1974, 20 págs.

CAPITULO C-22 PINTURA EN EL TALLER

Este Capítulo 22 corresponde totalmente a la Sección 1.24 de las Normas AISC 1975.

La pintura en el taller del acero estructural no embutido dentro del concreto no es obligatoria. Las partes de acero que quedarán cubiertas por los acabados de la edificación se pintarán en el taller solamente si así se requiere en los planos y en las especificaciones de la obra. Las condiciones de la superficie de elementos de acero estructural descubiertos al demoler edificaciones con muchos años de construidas, se han encontrado inalteradas desde el momento de su construcción, excepto en sitios aislados donde pueden haber ocurrido filtraciones. Donde no se eliminaron las filtraciones, la presencia o la ausencia de una capa de pintura dada en el taller tuvo poca influencia, véase la Ref. 22.1.

Estas Normas no definen el tipo de pintura a utilizarse cuando se requiere una capa en el taller. Las condiciones de exposición y las preferencias individuales en relación al acabado de la pintura son los factores que tienen importancia en la selección de la imprimación apropiada, por lo que no bastaría una reglamentación única. Véase la Ref. 22.2, tratado muy amplio sobre este tema.

REFERENCIAS

22.1 - Bigos, J.; Smith, G.W.; Ball, E.F. y Foehl, P.J. "Shop Paint and Painting Practice". Proceedings AISC National Engineering Conference, 1954.

22.2 - Steel Structures Painting Council. "Steel Structures Painting Manual. Vol. 2. Systems and Specifications". SSPC, Pittsburgh, 1973, 351 págs.

CAPITULO C-23 CONSTRUCCION

El Capítulo 23 corresponde completamente a la Sección 1.25 de las Normas AISC 1975, y contiene únicamente principios generales.

Muchas de las numerosas precauciones, detalles y recomendaciones a cumplir metódicamente para lograr el montaje y construcción idóneos de las estructuras de acero se hallan en los extensos Capítulos 7 y C-7 de las normas COVENIN-MINDUR 1755, "Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero", vigentes.

Cabe señalar que esos dos capítulos, versiones elaboradas de los originales del Código de Prácticas AISC 1976, constituyen prácticamente la única literatura especializada disponible actualmente. En efecto, sólo se ha podido encontrar un texto dedicado a la construcción de estructuras de acero, el de Rapp, Ref. 23.1, el cual describe también las grúas y las herramientas necesarias. Ante esta desventaja y reto que enfrenta el ingeniero hispanoamericano, junto a nuestra falta de experiencia en las complejas y precisas construcciones metálicas, se recomienda la lectura detenida y constante de las revistas periódicas, por su gran variedad de casos y soluciones prácticas planteadas, Refs. 1.101 a 1.107. Sobre la normativa es útil la Ref. 23.2, pues recopila todas las normas venezolanas para la industria de la construcción y las relaciona recíprocamente con las ASTM.

REFERENCIAS

23.1 - Rapp, William G. "Construction of Structural Steel Building Frames", 2a ed., J. Wiley, 1980, 400 págs.

23.2 - Marín, J.; Carvajal, O.; Garwacki, A. "Normas Venezolanas para la Industria de la Construcción y sus Referencias Recíprocas". Boletín Técnico del IMME N° 65, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, julio-diciembre 1979, págs. 57 - 97.

CAPITULO C-24 CONTROL DE CALIDAD

Este Capítulo 24 corresponde esencialmente a la Sección 1.26 de las Normas AISC 1975, y se complementa con los requisitos contenidos en el Capítulo 8 de las normas COVENÍN-MINDUR 1755, "Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero".

El acero que requiera tener una tensión cedente por encima de 2500 kgf/cm^2 debe estar marcado en todo momento, tanto en la planta de laminación como en el taller del fabricante, de manera que se pueda identificar la especificación y el grado ASTM a los cuales se ajusta.

PARTE 3 DISEÑO PLASTICO

CAPITULO C-25 REQUISITOS PARA EL DISEÑO PLASTICO

Este Capítulo 25 forma la Parte 3 de estas Normas y comprende los aspectos referentes al Diseño Plástico. En él se han agrupado las Secciones 2.1 a 2.10 de la Parte 2 de las Normas AISC 1975, a las cuales corresponde completamente.

C-25.1 VALIDEZ Y ALCANCE

La resistencia de agotamiento de un miembro compacto sometido a flexión es mayor que su resistencia en la cedencia inicial, y este exceso se mide por el factor de forma ζ de su sección transversal. Un miembro no compacto, que cumple los requisitos del Capítulo 11 pero no los del Artículo 2.7, debido al pandeo, usualmente tiene poca reserva de resistencia más allá de la tensión cedente especificada. Por lo tanto, para tales miembros puede decirse que el factor de forma efectivo es 1.0.

La mayor resistencia a flexión de las secciones compactas se reconoce en la Parte 2 de estas Normas incrementando a 0.66 F_y la tensión admisible a flexión. Siguiendo el mismo razonamiento, el factor de carga lógico para vigas diseñadas plásticamente está dado por la expresión:

$$F = \frac{F_y}{0.66\ F_y}\ \zeta$$

Para los perfiles compactos contemplados en las tablas de la Ref. 25.1, el valor de ζ varía entre 1.10 y 1.23, con una distribución estadística que tiene una moda de 1.12. Por lo tanto, el factor de mayoración correspondiente debe variar entre 1.67 y 1.86, con una moda de 1.70. Este factor es consistente y corresponde mejor con el factor de seguridad inherente a las tensiones admisibles para los miembros traccionados y las vigas armadas de gran altura. El factor de mayoración de cargas especificado de

1.7 es comparable al factor de seguridad básico de 1.67 implícito en el diseño mediante tensiones admisibles. Las investigaciones expuestas en la Ref. 25.2 han permitido una mejor comprensión del agotamiento resistente de las columnas fuertemente cargadas y sometidas simultáneamente a momentos flectores, justificándose el uso del mismo factor de mayoración que para los miembros sometidos a flexión únicamente.

En correspondencia con el incremento del 33 por ciento permitido en el Artículo 7.6 para las tensiones admisibles cuando son debidas a cargas de viento o sismo, actuando solas o en combinación con las cargas permanentes y variables de diseño, el factor de mayoración en estos casos es de 1.3.

Fundamentándose en una serie de investigaciones aún en progreso en la Universidad de Lehigh sobre edificaciones de varios pisos, Refs. 25.3 y 25.4, la aplicación de los requisitos de estas Normas permite el diseño completo de pórticos rígidos planos, arriostrados o nó, para edificios de gran altura. Se han desarrollado procedimientos sistemáticos para el uso del diseño plástico en el dimensionamiento de los miembros de estos pórticos, véase las Refs. 25.5 y 25.9.

C-25.3 CRITERIOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA DE AGOTAMIENTO

Mientras que en los edificios de altura moderada la resistencia al viento o sismo puede proveerse mediante muros estructurales de concreto o mampostería, los cuales también contribuyen a la estabilidad de la estructura en conjunto ante las cargas gravitacionales permanentes y variables mayoradas, en los edificios más altos esta resistencia debe suministrarse solamente con la estructura de acero, pudiéndose lograr de dos maneras: utilizando un sistema de arriostramientos o dotando al edificio de pórticos rígidos resistentes a momentos.

En las estructuraciones resistentes a momentos y diseñadas de acuerdo a los requisitos establecidos en la Parte 2 de estas Normas, la

resistencia necesaria ante cargas laterales es proporcionada por la capacidad resistente a flexión de las vigas y columnas conectadas rígidamente entre sí. La distribución de los momentos flectores se basa en la hipótesis de un comportamiento estructural totalmente elástico, y la resistencia de las columnas se calcula con una longitud efectiva no arriostrada que es generalmente mayor que la longitud no arriostrada real.

C-25.3.1 ESTABILIDAD DE LOS PÓRTICOS ARRIOSTRADOS

Se establece la limitación de $0.85\ P_y$ para la fuerza axial como una manera sencilla de compensar los posibles efectos desfavorables siguientes, véase el Capítulo 10 de la Ref. 25.6:

a) Pérdida de rigidez debido a las tensiones residuales.

b) Efecto de los momentos secundarios $P\Delta$ sobre el sistema de arriostramiento vertical.

c) Efecto del pandeo lateral-torsional.

C-25.4 COLUMNAS

Las Fórmulas (25-2) y (25-3) son similares a las Fórmulas (8-1a) y (8-1b) de la Parte 2 de estas Normas, salvo que se han expresado en función de las cargas y los momentos mayorados en lugar de las tensiones admisibles bajo las cargas de servicio, véase la Sección 4.3 de la Ref. 25.3. Como en el caso de las Fórmulas (8-1a) y (8-1b), la carga crítica P_{cr} se calcula tomando como base la mayor de las relaciones de esbeltez para cualquier longitud no arriostrada dada, véase la Sección 4.4 de la Ref. 25.3.

Se considera que una columna está completamente arriostrada si la relación de esbeltez L/r_y entre las secciones arriostradas es menor o igual que la especificada en el Artículo 25.9. En el Artículo 25.9 del Apéndice A se dan los valores límites de L/r_y para los cuatro valores más típicos de la tensión cedente, en función de la relación entre los momentos extremos.

Cuando la relación L/r_y de un miembro flectado alrededor de su eje de mayor inercia excede el límite especificado en el Artículo 25.9, su capacidad de rotación puede deteriorarse por la influencia combinada de las deformaciones laterales y torsionales, hasta tal punto que no se puede contar con la formación de rótulas plásticas dentro del miembro. Sin embargo, si el valor calculado del momento máximo aplicado M es suficientemente pequeño para que se cumplan las limitaciones establecidas por las Fórmulas (25-2) y (25-3), el miembro tendrá resistencia suficiente para trabajar en una junta donde la acción requerida de rótula plástica la da otro miembro que incide en la junta. La capacidad resistente a flexión se reduce introduciendo en la Fórmula (25-2) el valor de M_m calculado con la Fórmula (25-4).

La Fórmula (25-4), que se desarrolló empíricamente basándose en la observación de ensayos, suministra un valor aproximado del momento crítico de pandeo lateral, en ausencia de carga axial, para el caso donde $M_1/M_2 = -1.0$. Para otros valores de la relación M_1/M_2, se provee el ajuste conveniente utilizando el valor apropiado de α_m definido en el Artículo 8.1. Esta fórmula ha de ser utilizada solamente en combinación con la Fórmula (25-2).

Se supone que las estructuras espaciales que contienen pórticos rígidos planos diseñados plásticamente están soportadas lateralmente contra los desplazamientos horizontales perpendiculares a estos pórticos. Dependiendo de otras condiciones de restricción, en la Tabla C-25.1 se indican los criterios para determinar los valores adecuados de P_{cr}, P_e y M_m en columnas diseñadas plásticamente, orientadas para resistir la flexión alrededor de su eje de mayor inercia. En cada caso L es la distancia entre secciones de soporte lateral correspondiente a r_x o r_y, según sea aplicable. Los valores de k se controlan mediante las disposiciones del Artículo 10.3.

TABLA C-25.1 Criterios para Evaluar P_{cr}, P_e y M_m

	Pórticos planos arriostrados	Pórticos planos no arriostrados de uno y dos pisos
P_{cr}	Usar la relación mayor, L/r_y ó L/r_x	Usar la relación mayor [1] L/r_y ó kL/r_x
P_e	Usar L/r_x	Usar [1] kL/r_x
M_m	Usar L/r_y	Usar L/r_y

[1] Se supone que las almas de las columnas están contenidas en el plano del pórtico.

C-25.5 FUERZAS CORTANTES

Utilizando el criterio de Von Mises, la tensión promedio a la cual un alma no reforzada cedería totalmente en corte puro puede ser expresada como $F_y/\sqrt{3}$. Se ha observado que la resistencia de agotamiento a flexión de una viga de sección I no se reduce apreciablemente hasta que ocurre la cedencia en corte en toda la altura efectiva, véase el Artículo 6.1 de la Ref. 25.6. Esta altura puede tomarse como la distancia entre los baricentros de sus alas, la cual es aproximadamente 0.95 veces la altura real. Por lo tanto, la fuerza cortante de agotamiento que puede resistir el alma está dada por:

$$V_u = \frac{F_y}{\sqrt{3}} t_w \; 0.95\, d = 0.55\, F_y\, t_w\, d$$

Las tensiones cortantes son generalmente elevadas dentro de los contornos de una conexión rígida de dos o más miembros cuyas almas estén contenidas en un mismo plano. Suponiendo por simplicidad que el momento M, indicado en la Figura C-25.1, ha de ser resistido por un par de fuerzas concentradas en los baricentros de las alas de la viga, la fuerza cortante generada en el alma de la conexión viga-columna puede calcularse mediante:

$$V = \frac{M}{0.95\ d_b}$$

Cuando el alma cede en corte debe cumplirse que:

$$V = V_u = 0.55\ F_y\ t_w\ d_c$$

Combinando las expresiones anteriores resulta:

$$0.55\ F_y\ t_w\ d_c = \frac{M}{0.95\ d_b}$$

Por lo tanto, el espesor requerido para el alma será:

$$t_w \geq \frac{1.9\ M}{A_{bc}\ F_y}$$

en donde A_{bc} es el área del panel de alma definida por el producto $d_b\ d_c$. Si el espesor t_w de este panel es menor que el dado por la fórmula anterior, la deficiencia puede compensarse con un par de rigidizadores diagonales o bien mediante una plancha de refuerzo en contacto con el alma, soldada en todo su contorno a las alas de la columna y a los rigidizadores horizontales.

C-25.6 APLASTAMIENTO LOCAL DEL ALMA

Cuando se conectan rígidamente las alas de una viga a las de una columna situada de tal manera que sus almas estén en un mismo plano, suelen necesitarse rigidizadores alineados con las alas de la viga, como

se indica en la Figura C-25.1, a fin de evitar el aplastamiento local del alma de la columna frente al ala comprimida de la viga. También puede necesitarse un rigidizador alineado con el ala traccionada de la viga para proteger la soldadura que une las dos alas, pues de lo contrario la tensión en la soldadura puede ser demasiado grande en la región del alma de la viga, debido a falta de rigidez a flexión en el ala de la columna. Puesto que el diseño de los rigidizadores se basa en igualar la capacidad de agotamiento resistente a la flexión del miembro soportante con el momento plástico aplicado por el miembro soportado, las Fórmulas (16-1), (16-2), (16-3) y (16-4) son aplicables tanto en el diseño por tensiones admisibles como en el diseño plástico.

Cuando se requieren rigidizadores, puede ser ventajoso colocar planchas verticales paralelas al alma y separadas de ésta como una alternativa a la solución usual de colocar un par de rigidizadores horizontales, tal como se indica en la Figura C-25.2.

C-25.7 MÁXIMAS RELACIONES ANCHO/ESPESOR

Para extender los requisitos del diseño plástico a los aceros con una tensión cedente mayor de 2500 kgf/cm^2 se han necesitado extensas investigaciones para definir límites a las relaciones ancho/espesor de las alas y del alma, por debajo de los cuales se pueden obtener amplias rotaciones de las articulaciones plásticas sin reducción del valor de M_u por efectos del pandeo local, véase el Artículo 6.2 de la Ref. 25.6. Estos estudios han demostrado que la relación ancho/espesor límite no es exactamente proporcional al factor $1/\sqrt{F_y}$, aunque la discrepancia no es grande cuando se aplica ese factor dentro del intervalo de tensiones cedentes permitidas en estas Normas. Las expresiones que incluyen otros factores pertinentes al problema son complejas e implican el uso de propiedades mecánicas que aún no han sido definidas claramente. En el Artículo 25.7 se tabulan los valores límites de las relaciones ancho/espesor de las alas para los grados de acero aprobados en estas especificaciones.

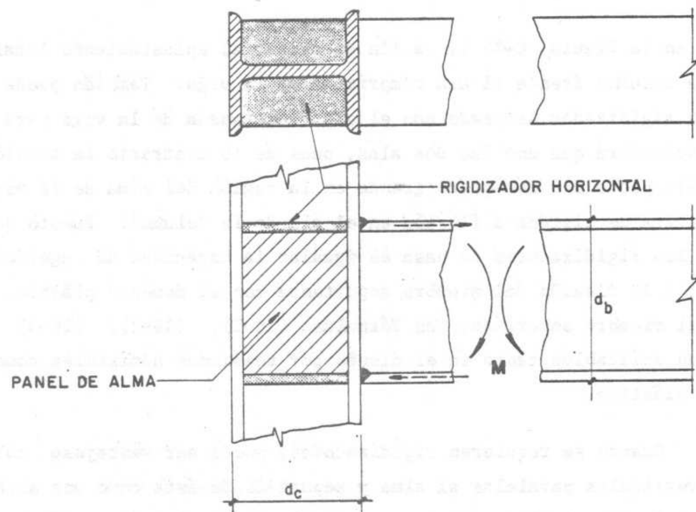


FIGURA C-25.1. DELIMITACION DEL PANEL DE ALMA EN UNA CONEXION RIGIDA CUYAS ALMAS ESTAN CONTENIDAS EN UN MISMO PLANO

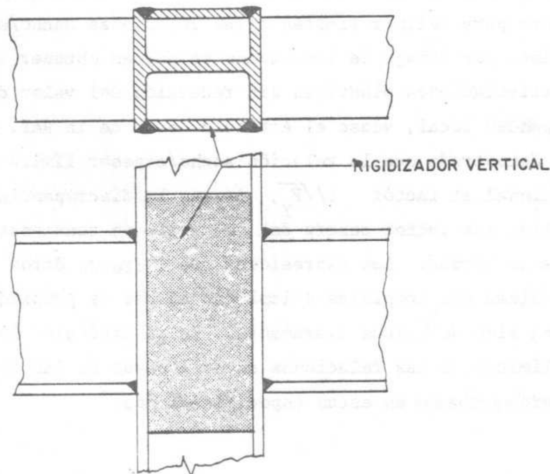


FIGURA C-25.2. UTILIZACION DE PLANCHAS VERTICALES COMO RIGIDIZADORES

Las Fórmulas (25-6a) y (25-6b) establecen los valores límites de las relaciones ancho/espesor de las almas. La Fórmula (25-6a) es idéntica a la (7-4a) de la Parte 2 de estas Normas, excepto que se expresa en función de las cargas mayoradas en vez de las tensiones admisibles correspondientes a las cargas de servicio.

C-25.8 CONEXIONES

Las conexiones localizadas fuera de las regiones donde se formarían rótulas plásticas bajo las cargas de agotamiento, pueden tratarse de la misma manera que las conexiones similares en estructuras diseñadas de acuerdo con los requisitos de la Parte 2 de estas Normas. Puesto que las fuerzas y momentos que se han de resistir serán los correspondientes a las cargas mayoradas, las tensiones admisibles utilizadas para dimensionar partes de las conexiones pueden tomarse como 1.7 veces las dadas en los Capítulos 7 y 8.

El mismo procedimiento anterior es válido para dimensionar conexiones localizadas en las zonas en que se formarán rótulas plásticas. Las conexiones requeridas para resistir fuerzas y momentos debidos a la combinación de las cargas permanentes y variables con viento o sismo, mayorada por 1.3, y dimensionadas en base a las tensiones límites iguales a 1.7 veces las dadas en los Capítulos 7 y 8, equiparan la resistencia de la estructura con la de sus conexiones, siempre que éstas sean adecuadas para resistir las cargas permanentes y variables actuando solas y mayoradas por 1.7.

La relación ancho/espesor y la longitud no arriostrada de todas las partes de las conexiones que estarán sometidas a tensiones de compresión en zonas de formación de rótulas plásticas, tienen que cumplir los requisitos dados en la Parte 2 de estas Normas, y no pueden utilizarse bordes cizallados ni agujeros punzonados en las partes de la conexión sometidas a tracción.

Cuando una conexión acartelada se dimensiona elásticamente para los momentos actuantes dentro de su longitud, puede lograrse cierta economía si se analiza la estructura contínua de la que forma parte como un mecanismo que tiene una rótula plástica en el extremo angosto de la cartela, en lugar de colocarla en la intersección de los miembros conectados, véase el Capítulo 8 de la Ref. 25.6.

Los ensayos de la Ref. 25.7 han demostrado que los empalmes efectuados con pernos de alta resistencia son capaces de desarrollar el momento de agotamiento M_u de la sección transversal total de la parte conectada. En la Ref. 25.8 también se ha demostrado que las conexiones viga-columna que incluyen el uso de elementos soldados o fijados mecánicamente, en lugar de soldaduras de ranura de penetración completa hechas en la sección transversal total del miembro, no sólo son capaces de desarrollar el momento M_u del miembro sino que, además, la rotación resultante en la rótula plástica puede invertirse varias veces sin que se produzca la falla.

C-25.9 ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES

Las partes de los miembros que requerirían girar inelásticamente como rótulas plásticas al convertirse la estructura continua en un mecanismo bajo la carga de agotamiento, necesitan más arriostramiento que las partes similares de las estructuras continuas proyectadas de acuerdo con el diseño elástico. Dichas partes no sólo tienen que alcanzar la tensión cedente para un factor de mayoración de 1.7, sino también deben deformarse inelásticamente para proveer el giro necesario de la rótula. Esto no es cierto en la última rótula que se forma, ya que se supone que se ha alcanzado la carga mayorada cuando esta rótula comienza a girar. Cuando la flexión ocurre alrededor del eje de mayor inercia, todo miembro de sección en forma de I tiende a pandearse fuera del plano de flexión, por lo que se necesita un arriostramiento lateral. La misma tendencia se presenta en los miembros altamente solicitados de las estructuras diseñadas elásticamente y en las partes alejadas de las rótulas de estructuras diseñadas

plásticamente, pero en estos casos el problema es menos grave ya que no se presentan rotaciones plásticas.

Las Fórmulas (25-7a) y (25-7b) son expresiones empíricas que se ajustan aproximadamente a los resultados de las investigaciones, véase el Artículo 6.3 de la Ref. 25.6.

REFERENCIAS

25.1 - American Institute of Steel Construction. "Manual of Steel Construction". 7a. ed., AISC, New York, 1973.

25.2 - Van Kuren, R.C. y Galambos, T.V. "Beam Column Experiments". Journal of the Structural Division, Vol. 90, Nº ST2, ASCE, Abril 1964, págs. 223 - 256.

25.3 - Driscoll, G.C. et al. "Plastic Design of Multi-Story Frames - Lecture Notes". Fritz Engineering Laboratory Report Nº 273.20, Lehigh University, Bethlehem, 1965.

25.4 - Driscoll, G.C. "Lehigh Conference on Plastic Design of Multi-Story Frames - A Summary". Engineering Journal, Vol. 3, Nº 2, AISC, Abril 1966, págs. 57 - 66.

25.5 - American Iron and Steel Institute. "Plastic Design of Braced Multistory Steel Frames". AISI, New York, 1968, 111 págs.

25.6 - Joint Committee of the Welding Research Council and the American Society of Civil Engineers. "Plastic Design in Steel - A Guide and Commentary". 2a. ed., Manuals and Reports on Engineering Practice Nº 41, ASCE, 1971, 336 págs.

25.7 - Douty, R.T. y McGuire, W. "High Strength Bolted Moment Connections". Journal of the Structural Division, Vol. 91, Nº ST2, ASCE, Abril 1965, págs. 101 - 128.

25.8 - Popov, E.P. y Pinkney, R.B. "Behavior of Steel Building Connections Subjected to Inelastic Strain Reversals". Bulletins Nº 13 y 14, AISI, Noviembre 1968.

25.9 - Lu, L-W. "Design of Braced Multi-Story Frames by the Plastic Method". Engineering Journal, Vol. 4, Nº 1, AISC, Enero 1967, págs. 1 - 9.

APENDICES

El Apéndice A corresponde esencialmente al Apéndice A de las Normas AISC 1975, encontrándose tabuladas las tensiones admisibles y los valores límites pertinentes a las calidades de acero F_y iguales a 2500, 3000, 3500 y 4200 kgf/cm^2, usuales en el país.

El Apéndice B corresponde enteramente a su sinónimo en las Normas AISC 1975, dedicado a la fatiga.

El Apéndice C corresponde completamente al mismo de las Normas AISC 1975, donde se detallan las disposiciones particulares a los miembros esbeltos comprimidos.

Estos tres apéndices no tienen en estas Normas comentario, tal como en las AISC, siguiendo a continuación el Apéndice C-D como el Comentario al Apéndice D del Articulado.

El Apéndice E de estas Normas, Nomenclatura y Definiciones, no tiene correspondiente en las AISC, y está compuesto por 108 definiciones básicas, acompañadas con las palabras inglesas equivalentes. En su Comentario, Apéndice C-E, la lista de las referencias consultadas forma una valiosa bibliografía especializada en el vocabulario internacional de las estructuras metálicas.

APENDICE C-D MIEMBROS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE

Este Apéndice D corresponde enteramente al Apéndice D de las Normas AISC 1975, el cual comprende exclusivamente los aspectos del diseño de miembros de altura variable linealmente que son particulares a éstos. Para otros criterios de diseño no cubiertos específicamente en este Apéndice véanse las recomendaciones apropiadas de la Parte 2 de estas Normas.

C-D2 TENSIONES ADMISIBLES EN COMPRESIÓN

El criterio para formular la tensión admisible en compresión $F_{a\gamma}$ de las columnas de sección variable linealmente, se fundamenta en el concepto de que la tensión crítica para tales miembros comprimidos axialmente es igual a la correspondiente para una columna prismática de longitud diferente, pero cuya sección transversal es igual a la del extremo menor de la columna de sección variable. Este planteamiento ha dado como resultado el uso de un factor de longitud efectiva equivalente k_γ para los miembros de sección variable linealmente sometidos a compresión axial, véase la Ref. D.1. Este factor, utilizado para determinar el valor de λ_γ en las Fórmulas (D2-1) y (D2-2), puede ser calculado con precisión en los pórticos rígidos rectangulares y simétricos, formados por vigas prismáticas y columnas de sección variable linealmente. Con algunas modificaciones en las hipótesis, estos pórticos pueden servir de modelo matemático para determinar con suficiente exactitud la influencia de la rigidez de los miembros que restringen los extremos de una columna de sección variable linealmente, es decir, $\Sigma(I/L)_b$. A partir de las Fórmulas (D2-1) y (D2-2), la carga crítica puede expresarse como:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I_o}{(k_\gamma L)^2}$$

en donde I_o es el momento de inercia en el extremo menor de la columna. El factor k_γ puede obtenerse interpolando en el gráfico apropiado de

las Figuras C-D.1 a C-D.4, de acuerdo al valor del coeficiente de variación de altura de la sección γ y a los factores correspondientes a las restricciones en los extremos ψ_T y ψ_B. Para el cálculo de estos factores, la columna de sección variable linealmente se considera como un miembro prismático de momento de inercia I_o, correspondiente al calculado en el extremo menor, y de longitud L igual a su longitud real. Para calcular el factor modificador de la columna en el extremo que se considera, la rigidez I_o/L asignada a la columna se divide entre la rigidez de los miembros que la restringen en ese extremo. En la Figura C-D.5 se señalan algunos casos típicos.

Debe notarse en los gráficos mencionados que los valores de k_γ representan los efectos combinados de la variación de la altura de la sección transversal de la columna y de las restricciones en sus extremos. Para el caso en que γ es igual a cero, k_γ se convierte en el factor de longitud efectiva k de las columnas prismáticas, pudiendo determinarse con el nomograma de la Figura C-10.2. Cuando las vigas que restringen a la columna son también de altura variable linealmente, puede aplicarse el procedimiento utilizado en la Ref. D.1 o k_γ puede estimarse con los gráficos comentados.

C-D.3 TENSIONES ADMISIBLES EN FLEXIÓN

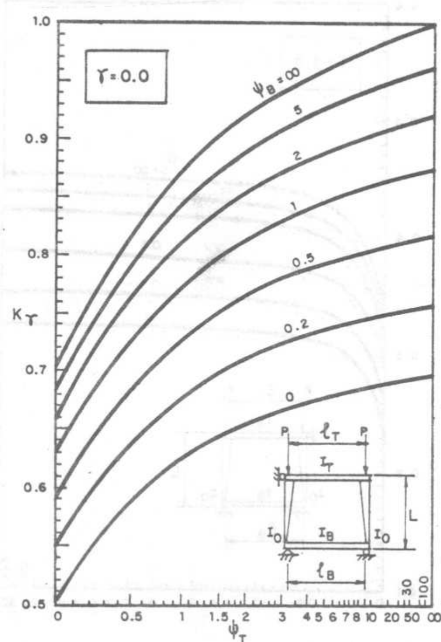
El tratamiento de las tensiones admisibles en flexión para vigas de altura variable linealmente concuerda estrechamente con el de las vigas prismáticas. El concepto básico consiste en reemplazar una viga de altura variable linealmente por una viga prismática equivalente de longitud diferente, pero con una sección transversal igual a la del extremo menor de aquélla, véase la Ref. D.1. Este concepto ha llevado al uso de los factores modificadores de longitud ϕ_v y ϕ_w, incluidos en las Fórmulas (D3-1) y (D3-2). Estas fórmulas están basadas en la resistencia total al pandeo lateral, utilizando tanto la resistencia a la torsión de Saint-Venant como la de alabeo. El factor α_γ modifica la tensión admisible básica $F_{b\gamma}$ para tomar en cuenta el gradiente de momentos y

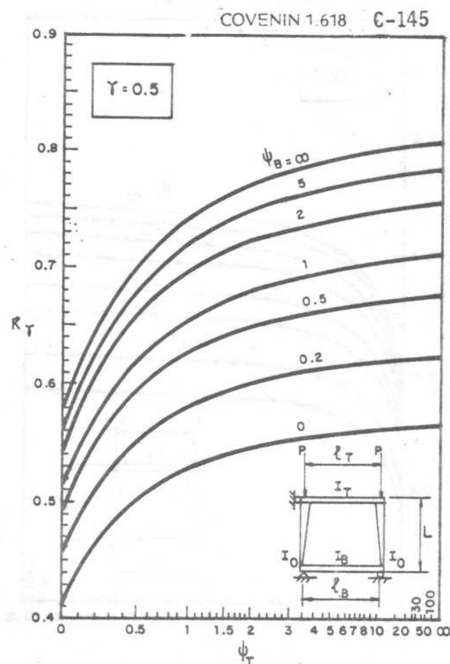
la restricción lateral que ejercen los segmentos adyacentes. En los miembros que son contínuos más allá de los soportes laterales se aplican usualmente las categorías a, b y c del Artículo D3 para determinar α_γ. Sin embargo, debe notarse que éstas son válidas solamente cuando la fuerza axial es pequeña y los segmentos adyacentes no arriostrados son aproximadamente de igual longitud. Para un miembro aislado, o para segmentos que no corresponden con ninguna de las categorías a, b, c y d, el valor recomendado para α_γ es la unidad. El valor de α_γ debe tomarse también como la unidad cuando se calcula el valor de $F_{b\gamma}$ que se usa en la Fórmula (D4-1a), ya que el efecto del gradiente de momentos se tiene en cuenta mediante el factor α_m. En la Ref. D.2 se encuentran los fundamentos de este Artículo.

REFERENCIAS

D.1 - Lee, G.C.; Morrell, M.L. y Ketter, R.L. "Design of Tapered Members". Bulletin N° 173, Welding Research Council, Junio 1972, 32 págs.

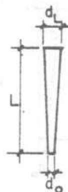
D.2 - Morrell, M.L. y Lee, G.C. "Allowable Stress for Web-Tapered Beams with Lateral Restraints". Bulletin N° 192, Welding Research Council, Febrero 1974, 12 págs.





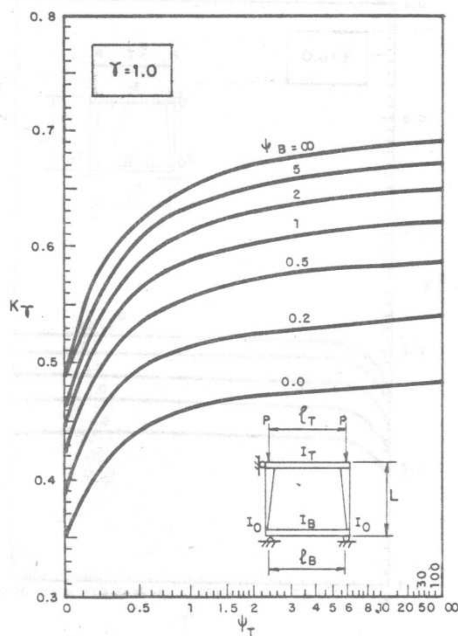
$$\psi_B = \frac{I_O/L}{I_B/\ell_B}$$

$$\psi_T = \frac{I_O/L}{I_T/\ell_T}$$



$$\gamma = \frac{d_L}{d_o} - 1$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I_o}{(k_\gamma L)^2}$$



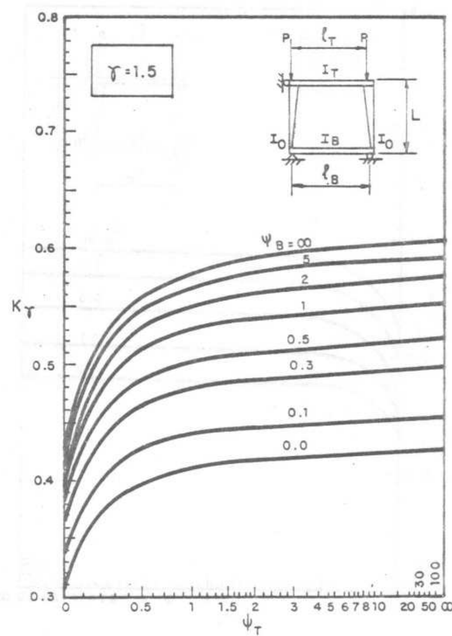
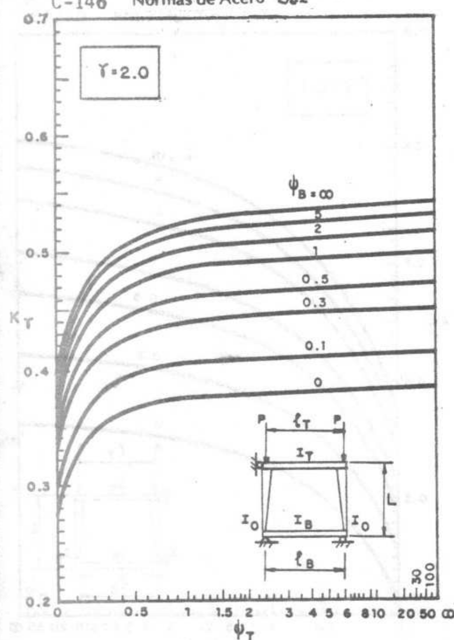
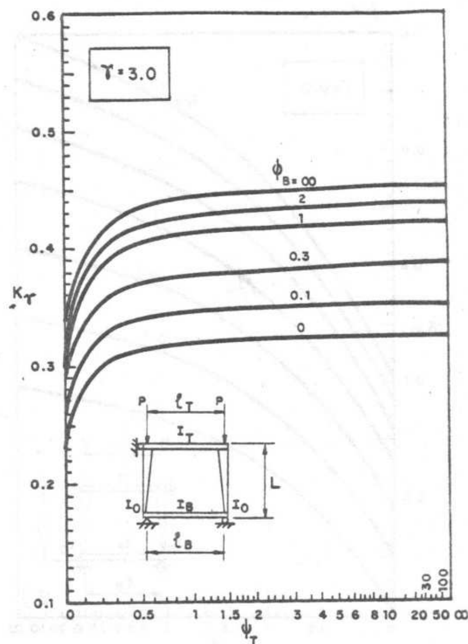


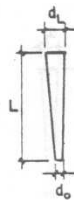
FIGURA C-D1. FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA PARA COLUMNAS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE CON DESPLAZAMIENTO LATERAL NO PERMITIDO





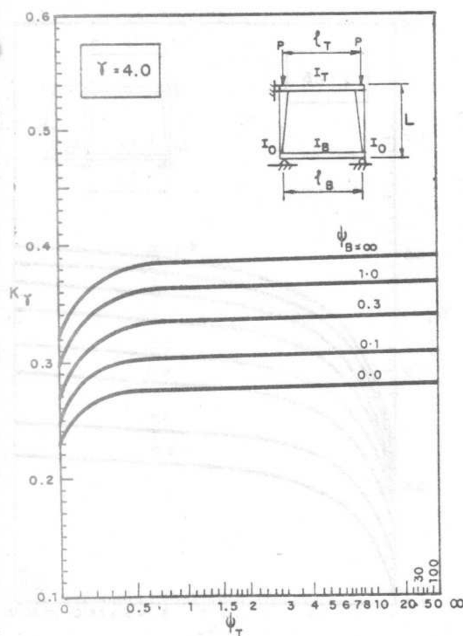
$$\psi_B = \frac{I_O/L}{I_B/\ell_B}$$

$$\psi_T = \frac{I_O/L}{I_T/\ell_T}$$



$$\gamma = \frac{d_L}{d_o} - 1$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I_o}{(K_\gamma L)^2}$$



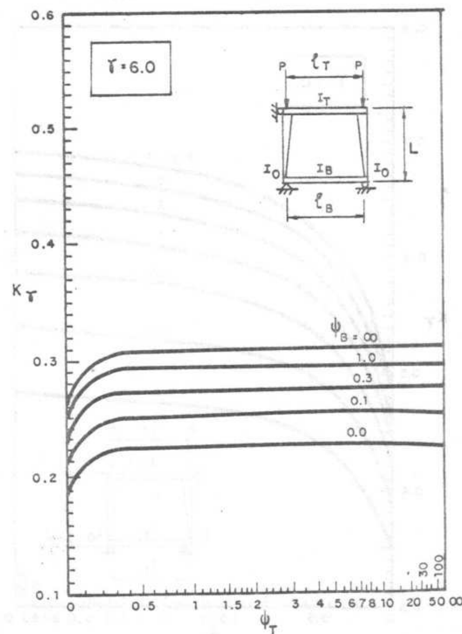


FIGURA C-D 2. FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA PARA COLUMNAS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE CON DESPLAZAMIENTO LATERAL NO PERMITIDO

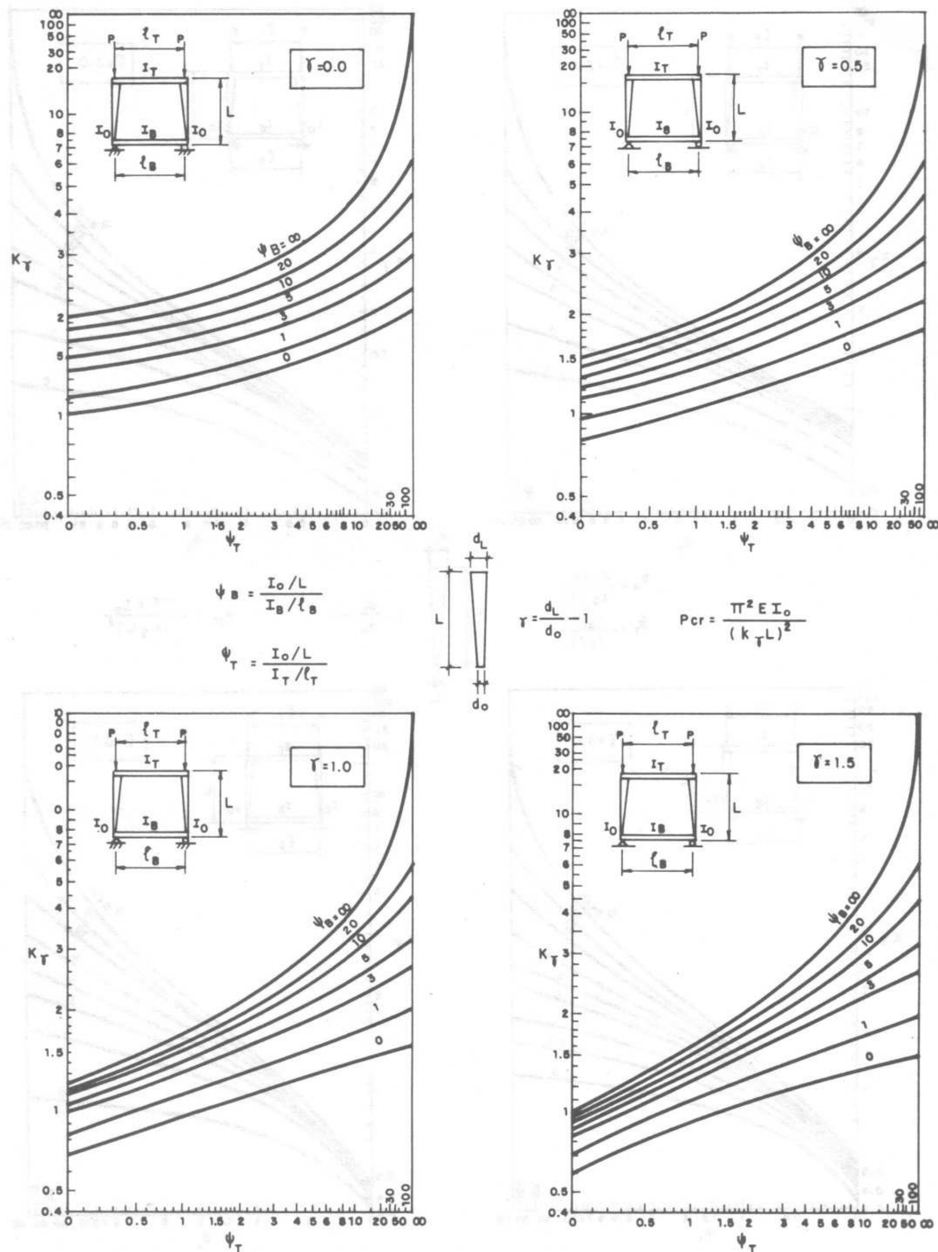


FIGURA C-D.3. FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA PARA COLUMNAS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE CON DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMITIDO

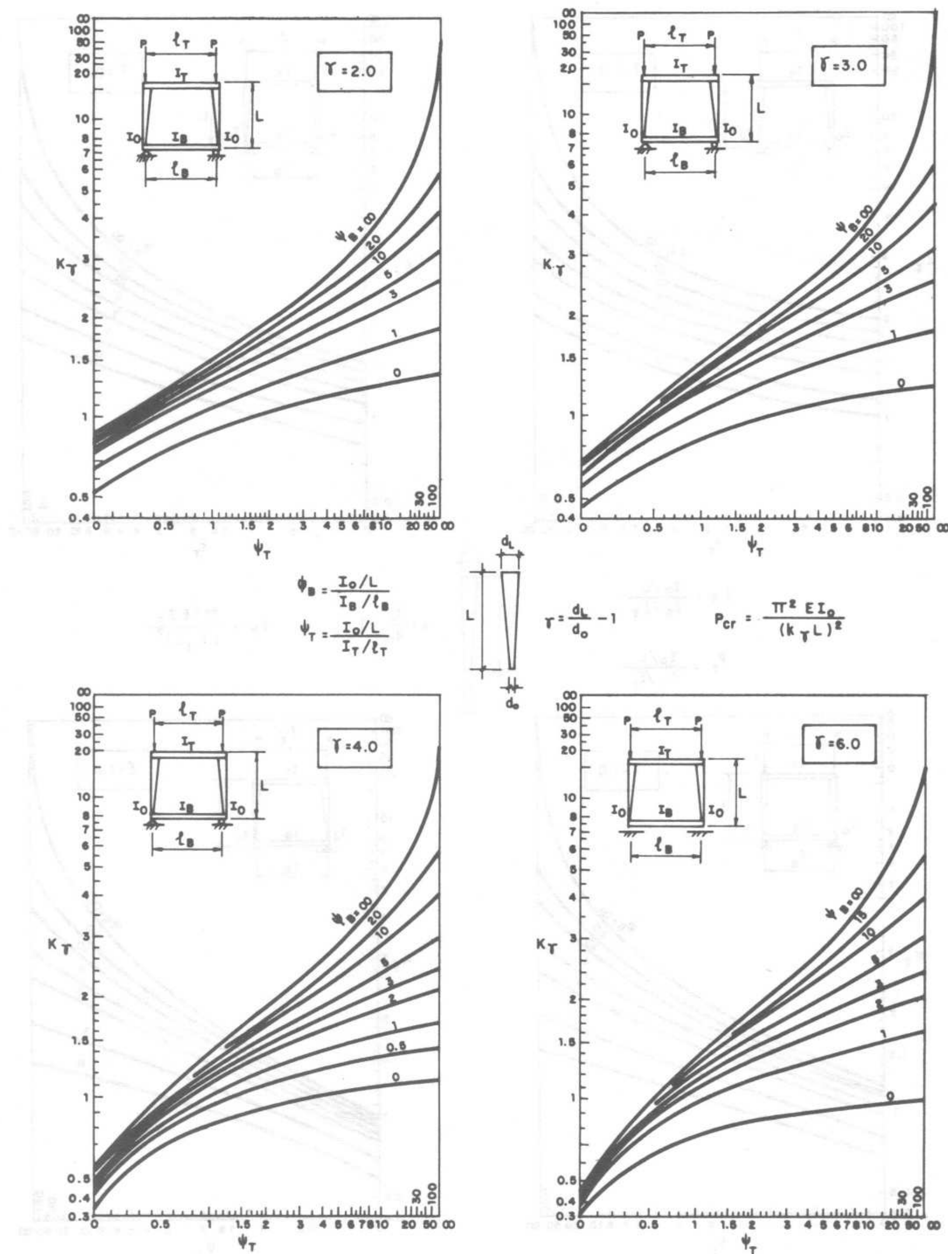


FIGURA C-D.4. FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA PARA COLUMNAS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE CON DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMITIDO

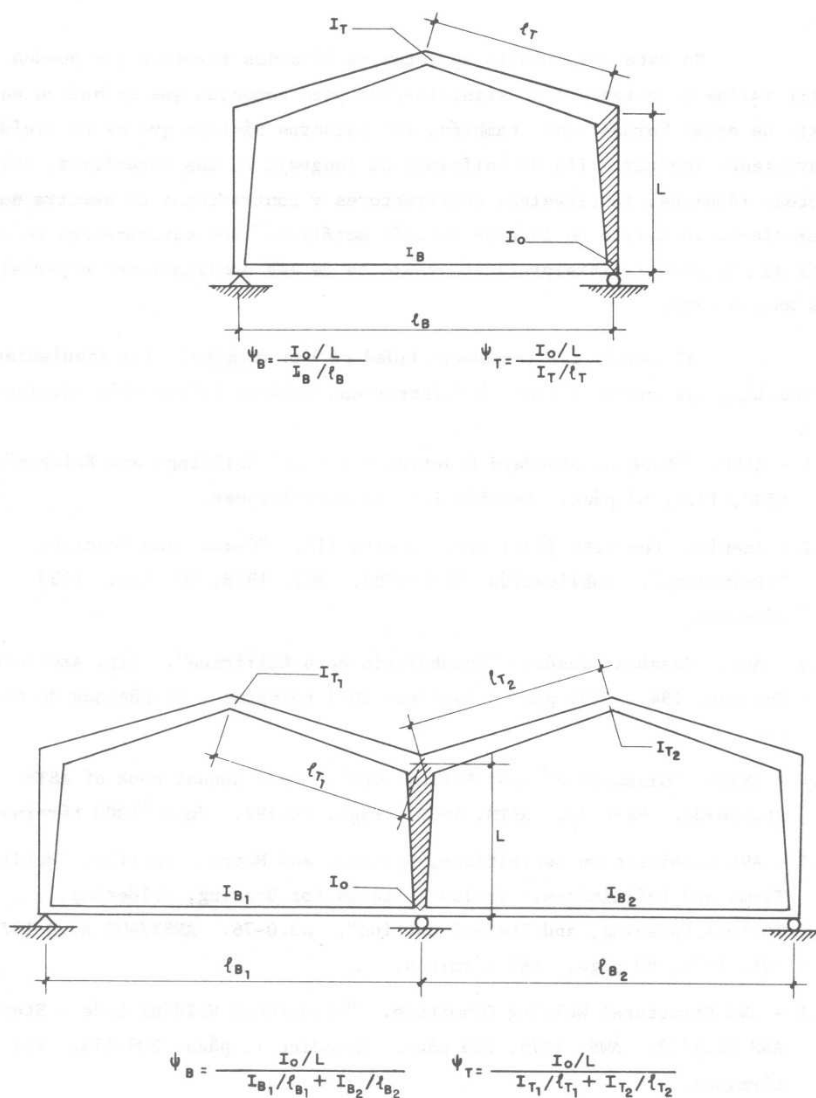


FIGURA C-D.5. ILUSTRACION DEL CALCULO DE LOS FACTORES Φ EN CASOS TIPICOS

APENDICE C-E NOMENCLATURA Y DEFINICIONES

En este vocabulario aparecen no sólo los términos que pueden admitir varias acepciones o de significación poco conocida que se hallan en el texto de estas Normas sino, también, las palabras básicas que se ha creído conveniente incluir a fin de uniformar el lenguaje de los ingenieros, arquitectos, técnicos, fabricantes, constructores y contratistas de nuestra nueva y creciente industria de la construcción metálica. Los equivalentes en inglés facilitarán la interpretación correcta de las publicaciones especializadas extranjeras.

Al asumir tal responsabilidad se han examinado las siguientes referencias, las cuales pueden suministrar una valiosa información adicional:

E.1 - AISC. "Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges". AISC, 1976, 32 págs. Sección 1.2, 17 definiciones.

E.2 - American Concrete Institute. Comité 116. "Cement and Concrete Terminology". Publicación SP-19(78). ACI, 1978, 50 págs. 1953 términos.

E.3 - Arcia Casañas, Jesús. "Vocabulario para Edificios". Tip. Americana, Caracas, 1949, 194 págs. Contiene 2021 términos y 64 páginas de figuras.

E.4 - ASTM. "Glossary of ASTM Definitions". 1970 Annual Book of ASTM Standards. Part 33. ASTM, 1970. Págs. ix-492. Unos 11000 términos.

E.5 - AWS Committee on Definitions, Symbols, and Metric Practice. "Welding Terms and Definitions. Including terms for Brazing, Soldering, Thermal Spraying, and Thermal Cutting". A3.0-76. ANSI/AWS A3.0-1978. AWS, 1978, 80 págs. 862 términos.

E.6 - AWS Structural Welding Committee. "Structural Welding Code - Steel". AWS D1.1-79. AWS, 1979, 223 págs. Apéndice I, págs. 209-214. 157 términos.

E.7 - Beedle, L.S. et al.. "Glossary of Terms Pertaining to Structural Steel Engineering and Design". Journal ASCE ST8, agosto 1971, págs. 2137-2142. Contiene 57 términos.

E.8 - Beedle, L.S. editor. "Structural Design of Tall Steel Buildings". "Planning and Design of Tall Buildings". Vol. II, ASCE, 1973, 956 págs.

E.9 - Beedle, L.S. editor. "Structural Design of Tall Steel Buildings, Monograph on Planning and Design of Tall Buildings". Volumen SB, ASCE, 1979, 1057 págs. Nomenclatura, págs. 811-823, 262 términos.

E.10 - Bucksch, Herbert. "Wörterbuch für Ingenieurbau und Baumaschinen. Diccionario para Obras Públicas, Edificación y Maquinaria en Obra". Herder, Barcelona, 1961, 516 págs.

E.11 - COVENIN 799-R. "Soldadura y Corte. Definiciones". Anteproyecto 1-A. 1978, 38 págs. 283 términos.

E.12 - García Meseguer, A. et al.. "Léxico de la Construcción". Instituto Eduardo Torroja, Madrid, 1963, 1056 págs. 13000 términos.

E.13 - Harnagea, L. et al.. "Lexique sur les Termes de Construction Métallique". Convention Européenne de la Construction Métallique. Puteaux, Francia. Edición provisional 1976. 65 págs. 1458 equivalencias en francés, español, inglés y alemán.

E.14 - Marcus, Samuel H. "Basics of Structural Steel Design". Reston Publishing Co. Inc. Prentice-Hall, 1977, 468 págs. Véase 1.15, "Glossary of Steel Terms", 202 términos.

E.15 - Roark, R.J.; Young, W.C. "Formulas for Stress and Strain", 5a ed. McGraw-Hill, 1975, 624 págs. Definiciones Capítulo 1, págs. 3-13, 105 términos.

E.16 - Robb, Louis A. "Engineers' Dictionary. Spanish-English and English-Spanish". 2a ed. J. Wiley, 1961, 664 págs.

E.17 - Tall, L. et al.. "Structural Steel Design". 2a ed. The Ronald Press, 1974, 875 págs. Págs. 850-860, 53 términos.

E.18 - The Lincoln Electric Company. "The Procedure Handbook of Arc Welding". 12a ed. Cleveland Ohio, 1973, 700 págs. 395 términos sobre soldaduras, págs. 16.1-1 a 24.

E.19 - Marín, J.; Velásquez, J.M.; Güell, A. "Un Vocabulario para las Estructuras de Acero". Boletín IMME N°65, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, julio-diciembre 1979, págs. 99 - 121. 136 términos.

E.20 - Comisión Venezolana de Normas Industriales - Ministerio del Desarrollo Urbano. "Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero". COVENÍN-MINDUR 1755-82, 99 págs. 18 términos.

2a. Edición - 1.000 Ejemplares
Se terminó de imprimir en los
Talleres de Impresos "RUBEL"
en Enero de 1984

¿QUE ES FONDONORMA¿

Con estas siglas se identifica al "FONDO PARA LA NORMALIZACION Y CERTIFICACION DE LA CALIDAD". Asociación Civil sin fines de lucro, instalada el 27 de septiembre de 1973, con el fin de cooperar económicamente en las actividades relacionadas con la elaboración de las Normas COVENIN y el otorgamiento de las MARCAS NORVEN.

FONDONORMA
ha surgido como una organización cuyos recursos humanos, técnicos y financieros, están a la disposición de los planes y proyectos que tengan como fin fortalecer las actividades de Normalización y Certificación de la Calidad en el país.

FONDONORMA
tiene personalidad jurídica propia y está respaldada por una sólida base legal, emanada del Decreto Presidencial 1.195 del 10 de enero de 1973.

FONDONORMA
es una asociación en la cual participan, como miembros integrantes, todas aquellas empresas e instituciones públicas y privadas interesadas en el proceso de normalización industrial y funciona gracias a los aportes económicos de sus miembros.

FONDONORMA
está presidida por el Ministro dedFomento y es administrada por un Directorio integrado por: dos representantes del Ministerio de Fomento y dos representantes nominados por el Consejo Venezolano de la Industria.

El Gerente del Fondo es el Secretario Ejecutivo de la Comisión de Normas Industriales, COVENIN.

COVENIN
COMISION VENEZOLANA DE NORMAS INDUSTRIALES
¿QUE ES?

La Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN), es un organismo creado en el año 1958, mediante Decreto Presidencial Nº 501 y cuya misión es planificar, coordinar y llevar adelante las actividades de Normalización y Certificación de Calidad en el país, al mismo tiempo que sirve al Estado Venezolano y al Ministerio de Fomento en particular, como órgano asesor en estas materias.

Las Normas Venezolanas COVENIN son el resultado de un laborioso proceso que incluye la consulta y estudio de las Normas Internacionales, Nacionales, de asociaciones o empresas relacionadas con la materia, así como investigación a nivel de plantas y/o laboratorios según el caso.

El estudio de las Normas Venezolanas está a cargo de un Sub-comité Técnico especializado, adscrito a su vez a un Comité Técnico de Normalización. La elaboración de las Normas es coordinada por Técnicos de la Dirección de Normalización y Certificación de Calidad del Ministerio de Fomento y participan Técnicos de las empresas productoras o de servicio al cual ellas se refieren así como representantes de Organismos públicos y privados, Institutos de investigación, universidades y de los consumidores.

A lo largo de su estudio, la Norma pasa por diversas etapas de desarrollo; la primera de ellas consiste en la elaboración de un Esquema (primer papel de trabajo), el cual luego de ser aprobado pasa a un período de consulta pública (Discusión Pública) alcanzando luego una etapa final en la cual como Proyecto es sometido a la consideración de la Comisión Venezolana de Normas Industriales COVENIN, para su aprobación como Norma Venezolana COVENIN.

Las Normas son aprobadas por CONSENSO entre estas personas, lo cual es indispensable en todo proceso de Normalización, para que las mismas sean verdaderos instrumentos Técnicos que beneficien al mayor número de personas y entidades. En términos generales las Normas son el resultado de un esfuerzo conjunto debidamente canalizado, que persigue como objetivos principales los siguientes:

1.- Ofrecer a la comunidad nacional la posibilidad de obtener el máximo rendimiento de los bienes o servicios que requiere, ya sea para su uso personal o para el bienestar colectivo.

2.- Asegurar la calidad del producto que se fabrica o de los servicios a prestar, y

3.- Proporcionar beneficios tangibles a las empresas productoras.